

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CAMILE LUANA KAESTNER

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS PROTENDIDAS COM A
CONSIDERAÇÃO DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS**

Florianópolis
2015

CAMILE LUANA KAESTNER

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS PROTENDIDAS COM A
CONSIDERAÇÃO DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso de Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para obtenção do título de Engenheira Civil. Orientador: Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.

Florianópolis

2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Kaestner, Camile Luana

Dimensionamento de longarinas protendidas com a
consideração das etapas construtivas / Camile Luana
Kaestner ; orientador, Daniel Domingues Loriggio -
Florianópolis, SC, 2015.
182 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. pontes. 3. concreto protendido.
4. viga pré-moldada. 5. verificação de tensões normais. I.
Loriggio, Daniel Domingues. II. Universidade Federal de

CAMILE LUANA KAESTNER

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS PROTENDIDAS COM A
CONSIDERAÇÃO DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS**

Este Trabalho de Graduação foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheira Civil e aprovado em sua forma final pela Comissão Examinadora e pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 08 de dezembro de 2015.

Banca Examinadora:



Prof. e Orientador Daniel D. Loriggio, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araujo Coelho. Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Wilson Spernau
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Suzan e Edmilson Kaestner, e ao meu irmão, Ian Gabriel Kaestner, pelo amor incondicional e o carinho dedicado. Também pelo esforço dedicado para garantir uma boa educação. Fez a diferença nas conquistas já alcançadas e fará toda a diferença em meu futuro.

Ao meu namorado, Fábio de Marchi Pintos, por sempre ter prestado carinho, companheirismo e seu apoio total, em especial neste último ano. Pela compreensão nos momentos dedicados exclusivamente aos estudos e por não ter medido esforços para me auxiliar nos momentos mais difíceis.

A todos os amigos que fizeram parte do meu dia a dia no Programa de Educação Tutorial – PET/ECV, com quem pude compartilhar muitos momentos de alegria, descontração, aprendizados e conquistas. Em especial ao meu amigo e professor-tutor Cláudio Cesar Zimmermann, que acreditou em mim desde o início e me ensinou valores que levarei para a vida.

Aos colegas e amigos de curso, com quem convivi durante os últimos 5 anos, pela amizade e troca de experiências.

Ao professor Daniel Domingues Loriggio, pela prestatividade e orientação contínua dedicadas neste trabalho, e também por todo o conhecimento adquirido nas cinco matérias ministradas pelo professor, cursadas durante a graduação.

Aos convidados da Banca Examinadora, pela vontade em contribuir com o trabalho.

A todos os professores que contribuíram com a minha formação, especialmente pela base sólida de conhecimentos e pela disciplina fornecidas pelos colégios Sagrada Família e Energia Blumenau.

“Watch your thoughts; they become words.

Watch your words; they become actions.

Watch your actions; they become habits.

Watch your habits, they become character.

Watch your character; it becomes your destiny.”

(Frank Outlaw)

RESUMO

O presente trabalho trata da aplicação de conceitos gerais sobre o projeto de superestruturas de pontes e o dimensionamento de vigas pós-tracionadas, com considerações acerca do segundo estágio de concretagem. No modelo de execução adotado, é definido que a seção transversal da viga varia durante a construção, pois as lajes concretadas no local são incorporadas como mesa colaborante. De modo a avaliar as influências dessa sequência de execução no dimensionamento das vigas, fez-se uma proposta para o tabuleiro de uma ponte rodoviária, com a definição dos gabaritos transversal e longitudinal. Foram definidas quatro vigas principais de 40 metros de extensão, com um vão central de 30 metros e balanços nas extremidades. Realizou-se a análise estrutural, o dimensionamento das armaduras e o detalhamento final da longarina. O processo iterativo de ajustes no arranjo dos cabos de protensão foi feito até ser atendida a verificação final de tensões, em todas as seções de controle e para todas as idades de projeto consideradas críticas. Após isso, foram aplicadas as verificações quanto aos estados limites últimos de flexão, cisalhamento e fadiga. Os deslocamentos máximos foram estimados e verificados de forma a atender ao estado limite de serviço de deformações excessivas, para a idade do ato da protensão e em tempo infinito. No detalhamento final da viga estão contempladas as armaduras de costura entre a viga pré-moldada e as lajes moldadas no local, as armaduras passivas e de pele, conforme as prescrições da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Palavras-chave: pontes, concreto protendido, viga pré-moldada, verificação de tensões normais.

ABSTRACT

This paper deals with the application of concepts about designing superstructure bridges and post-tensioned beams, with considerations about the second stage concrete. It is defined that the cross-section geometry varies during construction as the cast in place concrete are considered to be cooperating. In order to evaluate the effects of this construction sequence in the design of the beams, it was defined the transverse and longitudinal templates of a road bridge, with four stringers about 40 meters of total span, 30 meters in the central span and external cantilevers. The structural analysis, the verification and detailing of the reinforcement concrete beam were done. The iterative process of adjustments in the prestressing tendons disposition was done until the complete verification of the normal stresses at the critical sections and stages. After that, the checks were applied as the ultimate limit states in bending, shear and fatigue. The maximum displacements were estimated and verified in order to attend serviceability limit state for excessive deformation, to the age of the act of prestressing and in infinite time. At the end are detailed the vertical steel bars between the precast concrete beam and cast in place slabs, the passive and skin longitudinal reinforcements, according to Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Keywords: bridges, prestressed concrete, precast beam, normal stresses verification.

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Redução da carga P pela homogeneização do trem-tipo	35
Equação 2 - Distribuição da carga P nas longarinas: método de Engesser-Courbon	44
Equação 3 - Cálculo da inércia equivalente a uma transversina central.....	46
Equação 4 - Grau de rigidez da grelha	46
Equação 5 - Tensão normal na borda inferior	53
Equação 6 - Tensão normal na borda superior	53
Equação 7 - Força de protensão na idade t	54
Equação 8 - Combinação Frequente	59
Equação 9 - Combinação Quase-permanente	59
Equação 10 - Combinação Rara	59
Equação 11 - Geometria da parábola.....	61
Equação 12 - Inclinação de um ponto na parábola.....	61
Equação 13 - Lei de Coulomb para a força de atrito estático.....	67
Equação 14 - Esforço de protensão com perdas por atrito	68
Equação 15 - Área de perdas por acomodação da ancoragem	69
Equação 16 - Variação média de tensão na armadura pelo encurtamento elástico do concreto	70
Equação 17 - Variação no esforço de protensão pelo encurtamento elástico do concreto	71
Equação 18 - Variação na tensão de protensão para cálculo das progressivas pelo processo simplificado da NBR 6118:2014	71
Equação 19 - Espessura fictícia pelo Anexo A da NBR 6118:2014	72
Equação 20 - Carregamento equivalente uniformemente distribuído no trecho i	73
Equação 21 - Esforço de protensão médio no trecho i	73
Equação 22 - Variação de esforços entre trechos	74
Equação 23 - Correlação entre a altura média de vigas pré-moldadas e seus vãos	75
Equação 24 - Tensão normal na seção transversal composta em serviço	88
Equação 25 - Esforço P_{∞} necessário na borda superior da laje nos apoios pela combinação quase-permanente	120
Equação 26 - Tensão normal na seção transversal inicial no ato da protensão	122
Equação 27 - Equilíbrio de forças na seção transversal	132
Equação 28 - Deformação específica total no aço de armadura ativa	133
Equação 29 - Pré-alongamento em peças pós-tracionadas	133

Equação 30 - Coeficiente ψ para o domínio 2 de deformações	135
Equação 31 - Força cortante efetiva (estruturas isostáticas de seção constante)	139
Equação 32 - Verificação de ELU quanto aos esforços cortantes	139
Equação 33 - Verificação da armadura longitudinal de tração	139
Equação 34 - Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto	140
Equação 35 - Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal	140
Equação 36 - Parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares na flexo-compressão	140
Equação 37 - V_{c0}	140
Equação 38 - Largura efetiva da alma para verificação de cisalhamento	141
Equação 39 - Taxa de armadura transversal mínima	145
Equação 40 - Disposições construtivas para a armadura transversal	145
Equação 41 - Verificação de fadiga da armadura	146
Equação 42 - Variação de tensão na armadura	147
Equação 43 - Correção da inclinação das bielas de compressão	148
Equação 44 - Variação de tensão na armadura transversal	148
Equação 45 - Rigidez equivalente para flecha imediata	149
Equação 46 - Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo	154
Equação 47 - Tensão de cisalhamento última	154
Equação 48 - Momento mínimo resistido pela armadura de tração	158
Equação 49 - Armadura mínima necessária	159
Equação 50 - Posição da linha neutra	159

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Divisão geral da estrutura de uma ponte.....	31
Figura 2 - Geometria do veículo-tipo.	33
Figura 3 - Disposição das cargas das rodas e carga de multidão sobre a pista.....	34
Figura 4 - Trem-tipo homogeneizado.....	35
Figura 5 - Exemplos de tabuleiros com barreira (à esquerda) e defesa (à direita).	37
Figura 6 - Perfil New Jersey para barreiras simples e duplas.....	37
Figura 7 - Ponte de Luzancy.....	38
Figura 8 - Ponte em vigas retas biapoiadas com balanços.	39
Figura 9 - Exemplo qualitativo da redução do momento fletor máximo pela mudança de vão com balanços.	39
Figura 10 - Exemplos de tabuleiros em que podem ser vistas transversinas por baixo da ponte.	40
Figura 11 - Exemplo: parâmetros do método de Engesser-Courbon para obter a parcela da carga P em V_2	45
Figura 12 - Cálculo da parcela das cargas do tabuleiro em uma viga.	45
Figura 13 - Coeficientes de repartição transversal do método de Leonhardt.	47
Figura 14 - Comportamento das tensões normais no concreto armado e no concreto protendido.	50
Figura 15 - Esquema de produção de uma viga de concreto pré-tracionado.....	51
Figura 16 - Sequência de construção de uma viga de concreto pós-tracionado. Elementos: concreto (3), cabos de aço (1), bainhas (2), ancoragens (4).	52
Figura 17 - Bainhas metálicas de uma viga pós-tracionada.	52
Figura 18 - Variação de tensões devido a cada esforço.....	53
Figura 19 - Distâncias das bordas ao CG da viga.....	54
Figura 20 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.	56
Figura 21 - Diagramas tensão-deformação de aços de armadura ativa e passiva.....	57
Figura 22 - Parâmetros geométricos do trecho parabólico.	61
Figura 23 - Parâmetros geométricos e equações para o cálculo do raio de curvatura dos cabos de protensão.	63
Figura 24 - Excentricidade máxima do cabo equivalente na viga.....	64
Figura 25 - Mudança do ponto de aplicação do esforço P pela atuação das cargas permanentes e acidentais.	64

Figura 26 - Espaços mínimos na pós-tração.....	65
Figura 27 - Arranjos indesejáveis para as curvas-limite das bordas superior e inferior.	66
Figura 28 - Analogia de polia e correia para cálculo de atrito.	68
Figura 29 - Processo iterativo para obter a área equivalente às perdas por acomodação da ancoragem.	70
Figura 30 - Convenção para o carregamento equivalente no trecho $i=1$	73
Figura 31 - Variação de geometria e protensão entre trechos.	74
Figura 32 - Convenção de sentidos positivos para a variação de esforços.	74
Figura 33 – Dados reais de alturas de vigas pré-moldadas protendidas com diferentes vãos. 75	
Figura 34 - Critérios de pré-dimensionamento de tabuleiro com vigas pré-moldadas protendidas	76
Figura 35 - Sequência de dimensionamento da longarina.	77
Figura 36 - Estabilidade em função do ponto de içamento.....	81
Figura 37 - Longarina com as ancoragens protegidas com concreto.....	82
Figura 38 - Longarinas protendidas simplesmente apoiadas.	82
Figura 39 – Exemplo de tabuleiro com pré-lajes.	83
Figura 40 - Fabricação das pré-lajes na Ponte do Vale, em Gaspar-SC.	83
Figura 41 - Colocação das pré-lajes na ponte principal do Complexo Viário do Badenfurt, em Blumenau-SC.....	83
Figura 42 - Parâmetros das seções T.....	84
Figura 43 – Fluxo de tensões na interface viga-laje.....	85
Figura 44 - Idades durante a construção da ponte.....	87
Figura 45 – Diagramas qualitativos parciais de tensões na seção do meio do vão em tempo infinito devido a cada esforço. O diagrama final de tensões em cada altura da seção é a soma das parcelas dos três diagramas.	89
Figura 46 - Geometria da barreira simples.....	95
Figura 47 - Seção inicial e seção composta das longarinas (dimensões em m).....	96
Figura 48 – Exemplo da relação entre a excentricidade do cabo equivalente no vão central e nos apoios.	97
Figura 49 - Parâmetros de cobertura na região das ancoragens.....	98
Figura 50 - Regularização das tensões na região de introdução da protensão.....	99
Figura 51 - Comprimento x mínimo necessário da seção alargada.	99
Figura 52 - Trecho de alargamento da seção transversal na região das ancoragens (dimensões em m).	100

Figura 53 - Verificação das dimensões das longarinas para mesa colaborante.....	102
Figura 54 - Cargas adicionais e suas distâncias em relação à V1 (dimensões em m).....	104
Figura 55 - Cargas do trem-tipo no trecho de 1 m de tabuleiro.	105
Figura 56 - LI de reações em V1 por Engesser-Courbon.....	106
Figura 57 - LI de reações em V1 por Leonhardt.	108
Figura 58 - Áreas da LI de reações em V1 para cargas acidentais positivas e negativas.....	110
Figura 59 - Carregamentos da etapa 1 em meia viga.	110
Figura 60 - Carregamentos da etapa 2 em meia viga.	110
Figura 61 - Carregamento da etapa 3 em meia viga.	111
Figura 62 - Envoltória de momentos fletores pelas cargas acidentais na longarina V1.....	111
Figura 63 - Esforços cortantes da etapa 1 em meia viga (kN).....	112
Figura 64 - Esforços cortantes da etapa 2 em meia viga (kN).....	112
Figura 65 - Esforços cortantes da etapa 3 em meia viga (kN).....	113
Figura 66 - Seções de controle nas longarinas.	115
Figura 67 - Excentricidades máximas do cabo equivalente nas seções inicial e composta. ..	117
Figura 68 - Consideração do avanço das perdas progressivas nas idades analisadas.....	119
Figura 69 – Curvas-limite: distâncias máximas em relação ao CG da seção inicial.....	123
Figura 70 - Traçado dos cabos em relação à viga pré-moldada. Detalhe em meia viga.	123
Figura 71 - Esforço de protensão com as perdas por acomodação da ancoragem.	126
Figura 73 - Gráfico da variação do esforço P ao longo da viga em cada idade.	129
Figura 73 - Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP).....	130
Figura 74 - Diagrama tensão-deformação para o aço CP 190 RB.....	134
Figura 75 - Domínios de deformação no ELU.	134
Figura 76 - Seção da viga com armaduras protendidas aderentes nas zonas tracionada e comprimida: a) geometria da seção; b) diagrama de deformações unitárias, mostrando os acréscimos de deformações unitárias das armaduras protendidas, provocadas pela curvatura da seção; c) esforços resistentes internos de projeto; d) esforços solicitantes de projeto. Observação: o sentido das forças de tração e de compressão estão contrários à convenção adotada neste trabalho.	135
Figura 77 - Tensão e deformação na seção transversal variável no tempo.	136
Figura 78 - Indicação dos carregamentos equivalentes para meia viga.	150
Figura 79 - Detalhe da armadura de pele na alma da viga. Distâncias em m.....	153
Figura 80 - Parâmetros para definição da força horizontal de cálculo e do vão l_0	155

Figura 81 - Longarinas pré-moldadas da ponte sobre o córrego Vereda da Cruz, em Vicente Pires – DF.....	156
Figura 82 - Disposição da armadura passiva na mísula inferior. Distâncias em m.	159
Figura 83 - Detalhamento da geometria da seção transversal do tabuleiro. Dimensões em m.	169
Figura 84 - Planta do tabuleiro. Dimensões em m.	170
Figura 85 - Disposição das placas de ancoragem na viga.	170
Figura 87 – Diagramas de tensões normais nas seções de controle na idade ∞ (kPa).	174
Figura 88 - Diagramas de tensões normais nas seções de controle no ato da protensão (kPa).	175
Figura 88 - Posição dos cabos na seção $S_1=S_9$ inicial e composta (m).	176
Figura 89 - Posição dos cabos na seção $S_2=S_8$ inicial e composta (m).	176
Figura 90 - Posição dos cabos na seção $S_3=S_7$ inicial e composta (m).	176
Figura 91 - Posição dos cabos na seção $S_4=S_6$ inicial e composta (m).	177
Figura 92 - Posição dos cabos na seção S_5 inicial e composta (m).	177
Figura 93 - Tabela N° 2 de Leonhardt para caso de quatro longarinas.	181
Figura 94 - Fretagem tipo mola.	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente numérico k para inércia equivalente a uma transversina central.	46
Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	58
Tabela 3 - Raios de curvatura recomendados e admissíveis para cabos de protensão.	62
Tabela 4 - Raio de curvatura mínimo em função do diâmetro do bainha.	62
Tabela 5 - Raio de curvatura mínimo para diferentes cabos de protensão.	62
Tabela 6 - Parâmetros das etapas construtivas.	86
Tabela 7 - Classe de agressividade ambiental (CAA).	92
Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	92
Tabela 9 - Parâmetros de resistência do concreto.....	93
Tabela 10 - Cobrimentos nominais mínimos para os elementos estruturais.	93
Tabela 11 - Parâmetros das cordoalhas de aço CP 190 RB.....	94
Tabela 12 - Propriedades das seções transversais das longarinas.	96
Tabela 13 - Distâncias mínimas nas ancoragens.	98
Tabela 14 - Carregamentos permanentes da etapa 1 em V1.....	103
Tabela 15 - Carregamentos permanentes da etapa 2 em V1.....	103
Tabela 16 - Dados para a LI de reações em V1 por Engesser-Courbon (dados em m).....	106
Tabela 17 - Parâmetros do cálculo do grau de rigidez de Leonhardt.	107
Tabela 18 - Coeficientes de repartição transversal em V1.	108
Tabela 19 - Reações para o carregamento da etapa 3 em V1.....	109
Tabela 20 - Carregamentos acidentais em V1.....	109
Tabela 21 - Momentos fletores nas seções de controle da longarina V1.	112
Tabela 22 - Sinal do momento acidental mais crítico para cada verificação de tensão.	116
Tabela 23 - Tensões limites de tração e compressão.....	116
Tabela 24 - Propriedades da fibra superior da viga inicial em relação à seção composta.....	117
Tabela 25 - Estimativa das perdas de protensão para os cálculos iniciais.....	118
Tabela 26 - Esforços de tração aplicados por cordoalha.	118
Tabela 27 - Resultado do número de cordoalhas pela estimativa inicial.....	119
Tabela 28 - Verificações de tensão nas demais situações de projeto.	122
Tabela 29 - Excentricidade do cabo equivalente nas seções inicial e composta.	124
Tabela 30 - Esforço de protensão com perdas imediatas por atrito.....	125

Tabela 31 - Perdas de protensão por encurtamento elástico do concreto e esforço com as perdas imediatas totais.....	126
Tabela 32 - Idades fictícias do concreto (dias).	127
Tabela 33 - Coeficiente de fluência em cada idade.	127
Tabela 34 - Deformação específica de retração em cada idade.	128
Tabela 35 - Esforço de protensão por idade nas seções de controle (kN).	129
Tabela 36 - Coeficientes de ponderação das ações para combinação última normal.	131
Tabela 37 - Parâmetros de resistência do aço e do concreto para ELU.....	132
Tabela 38 - Momentos resistentes de cálculo nas seções de controle.....	137
Tabela 39 - Momentos solicitantes de cálculo (kN.m).	137
Tabela 40 - Tensões para verificação ELU no ato da protensão (kN/m ²).....	138
Tabela 41 - Esforços cortantes característicos críticos para V _q em cada trecho (kN).....	142
Tabela 42 - Esforços cortantes críticos e esforço solicitante de cálculo por trecho (kN).	143
Tabela 43 - Dados para verificação de V _{rd2}	143
Tabela 44 - Verificação das bielas comprimidas e da armadura longitudinal.	143
Tabela 45 – Cálculo do esforço cortante solicitante reduzido para verificação de estribos. .	144
Tabela 46 - Cálculo da parcela de resistência V _c por trecho.	144
Tabela 47 - Taxa de armadura necessária por trecho.....	145
Tabela 48 - Armadura transversal efetiva por trecho.....	146
Tabela 49 - Limite de variação de tensão para armadura ativa e estribos.	147
Tabela 50 - Verificação de fadiga na armadura longitudinal.....	147
Tabela 51 - Verificação de resistência da armadura transversal à fadiga.	148
Tabela 52 - Carregamentos equivalentes na idade k, por trecho, para meia viga.....	150
Tabela 53 - Equilíbrio de carregamentos na idade k, por seção, para meia viga.....	151
Tabela 54 - Carregamentos equivalentes na idade j, por trecho, para meia viga.....	151
Tabela 55 - Equilíbrio de carregamentos na idade j, por seção, para meia viga.....	151
Tabela 56 - Deslocamentos máximos por cada ação, em valores característicos (mm).	152
Tabela 57 - Flechas máximas efetivas e verificação com os valores-limites (mm).....	152
Tabela 58 - Cálculo e detalhamento da armadura de pele.	153
Tabela 59 - Valores dos coeficientes β_s e β_c	156
Tabela 60 - Verificação da armadura de costura.....	157
Tabela 61 - Momentos fletores para cada consideração de carga do trem-tipo.	170
Tabela 62 - Cálculo das perdas progressivas por seção e idade. Tensões em kPa.....	171
Tabela 63 – Verificação das tensões normais por borda para as idades ∞ e k (kPa).	172

Tabela 64 - Verificação das tensões normais por borda para as idades j, w e z (kPa).	173
Tabela 65 - Dados iniciais de cálculo de M_{rd} para as seções de controle.	177
Tabela 66 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S ₅	178
Tabela 67 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S ₄	178
Tabela 68 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S ₃	179
Tabela 69 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S ₂	179
Tabela 70 - Especificações da fretagem tipo mola.	182

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	29
1.1. Objetivos	30
1.1.1. Objetivo geral	30
1.1.2. Objetivos específicos	30
1.1.3. Justificativa	30
2. PONTES	31
2.1. Conceito	31
2.2. Trem-tipo	33
2.3. Elementos básicos de projeto	36
2.3.1. Revestimento da pista	36
2.3.2. Barreiras e defensas	36
2.4. Pontes em concreto protendido	38
3. ANÁLISE ESTRUTURAL	39
3.1. Modelo estrutural	39
3.2. Estados limites	40
3.3. Ações	41
3.3.1. Ações Permanentes	41
3.3.2. Ações Variáveis	41
3.3.3. Ações Excepcionais	43
3.4. Distribuição transversal de cargas em tabuleiros com três ou mais vigas	44
3.4.1. Método de Engesser-Courbon	44
3.4.2. Método de Leonhardt	46
4. CONCRETO PROTENDIDO	49
4.1. Histórico e conceito	49
4.2. Tipos de protensão	51

4.3.	Tensões normais	52
4.4.	Aços de protensão	55
4.5.	Nível de protensão e tensões limites	57
4.6.	Traçado dos cabos	60
4.7.	Peso próprio gratuito e não gratuito	63
4.8.	Perdas de protensão	67
4.8.1.	Perdas imediatas.....	67
4.8.2.	Perdas progressivas	71
4.9.	Representação da protensão	72
4.9.1.	Protensão como um conjunto de esforços solicitantes equivalentes.....	72
4.9.2.	Protensão como um campo de deformações iniciais	73
4.9.3.	Método dos carregamentos externos equivalentes.....	73
4.10.	Crítérios de pré-dimensionamento de tabuleiro com vigas protendidas.....	74
4.11.	Etapas de dimensionamento	77
4.11.1.	Estimativa do esforço mínimo de protensão necessário.....	77
4.11.2.	Definição do arranjo de cabos	78
4.11.3.	Verificação final das tensões nas seções de controle	79
5.	MÉTODO CONSTRUTIVO	81
5.1.	Construção com vigas pré-moldadas.....	81
5.2.	Considerações no dimensionamento	85
5.3.	Descontinuidades nos diagramas de tensão normal das seções transversais.....	87
6.	PROJETO	91
6.1.	Materiais e durabilidade	91
6.2.	Superestrutura.....	94
6.2.1.	Gabarito transversal	95
6.2.2.	Gabarito longitudinal	100
6.3.	Ações nas longarinas	102

6.3.1.	Permanentes.....	102
6.3.2.	Acidentais	104
6.3.3.	Distribuição transversal das cargas permanentes e acidentais.....	106
6.4.	Análise estrutural	110
7.	DIMENSIONAMENTO	115
7.1.	Dimensionamento da protensão pelas tensões normais em serviço (ELS).....	115
7.1.1.	Estimativa do esforço de protensão, da quantidade de cabos e de cordoalhas	115
7.1.2.	Traçado dos cabos	122
7.1.3.	Cálculo das perdas de protensão efetivas	125
7.1.4.	Verificação final de tensões normais nas seções de controle	129
7.2.	Verificações de Estado Limite Último.....	130
7.2.1.	Flexão	131
7.2.2.	Cisalhamento	138
7.2.3.	Fadiga da armadura	146
7.3.	Verificação de Estado Limite de Serviço de Deslocamentos Excessivos.....	149
8.	DETALHAMENTO FINAL.....	153
8.1.	Armadura de pele.....	153
8.2.	Armadura de costura da mesa.....	153
8.3.	Armadura passiva	158
8.4.	Fretagem	159
9.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	161
9.1.	Sugestões para trabalhos futuros.....	162
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	165
	APÊNDICES	169
	ANEXOS.....	181

1. INTRODUÇÃO

Tem-se observado a frequente aplicação de vigas pré-moldadas na execução de tabuleiros de pontes, devido às facilidades promovidas por esse tipo de execução. As longarinas são pré-moldadas e protendidas no canteiro de obras e posteriormente colocadas em suas posições definitivas de projeto. As lajes, concretadas no local, podem ser incorporadas à seção das longarinas como mesa colaborante. Dessa forma, a seção resistente das vigas sofre variação em suas propriedades durante a construção. Para esse caso, deve ser considerada a superposição dos efeitos quanto à distribuição de tensões normais nas seções transversais, antes e após a mudança de seção, e conforme a variação de carregamentos durante a construção. A fim de agrupar essas informações no cálculo das tensões na seção transversal, foi proposta uma equação genérica, que permite obter os valores de tensão em cada fibra da seção. Vale ressaltar que é considerado o regime elástico linear para a aplicação da superposição dos efeitos.

Como o tabuleiro proposto possui quatro vigas principais, o estudo foi feito com base nas condições das vigas de extremidade, pois sabe-se que essas estão sujeitas a uma situação de maior solicitação. Foram estabelecidas vigas isostáticas, contudo com trechos em balanço nas extremidades, a fim de serem estudadas também as regiões onde as ações externas provocam tração na porção superior da viga (momentos fletores negativos, por convenção).

A parcela das cargas móveis atuante na viga dimensionada foi obtida com dois métodos de análise estrutural de tabuleiro, o de Engesser-Courbon e o de Leonhardt. A aplicação desses métodos fornece as linhas de influência dos carregamentos na seção transversal da ponte, com diferenças na consideração da rigidez das vigas transversinas, dispostas ao longo da ponte para transferir os carregamentos entre as vigas principais.

O trabalho está estruturado da seguinte forma: os três primeiros capítulos trazem uma revisão bibliográfica acerca dos temas Pontes, Análise Estrutural e Concreto Protendido. Estão apresentadas as diversas teorias necessárias para o desenvolvimento do estudo. Na sequência, no Capítulo 5 é abordado o Método Construtivo, com uma revisão voltada ao modelo de execução de tabuleiros proposto e a formulação a ser utilizada no dimensionamento com essa consideração. As definições geométricas e as características gerais da obra proposta, além do cálculo dos carregamentos por etapas, estão apresentados no Capítulo 6. O dimensionamento das armaduras ativas e a verificação da necessidade de armaduras passivas, bem como as verificações quanto aos estados limites últimos e estados limites de serviço, estão contemplados no Capítulo 7. Por fim, no Capítulo 8 foram feitas especificações acerca do Detalhamento Final

da longarina. Os resultados encontrados nos capítulos 6 e 7 estão discutidos no Capítulo 9 - Conclusão e Considerações Finais.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Dimensionar e detalhar uma longarina pré-moldada em concreto protendido, pós-tracionada, para o tabuleiro de uma ponte rodoviária, levando em consideração os efeitos do segundo estágio de concretagem no dimensionamento.

1.1.2. Objetivos específicos

- Aplicar os métodos de Engesser-Courbon e Leonhardt para a distribuição transversal de carregamentos no tabuleiro e avaliar as diferenças nos resultados das linhas de influência;
- Considerar a superposição dos efeitos dos diversos carregamentos no cálculo das tensões normais na seção transversal variável e avaliar as influências da mudança nas propriedades da seção durante a construção do tabuleiro;
- De maneira geral, pôr em prática os conhecimentos adquiridos nas disciplinas de Pontes e Concreto Protendido da graduação, bem como buscar conhecimentos complementares para a elaboração de projetos estruturais de tabuleiros.

1.1.3. Justificativa

Ao longo do curso de graduação em Engenharia Civil, foram estudados modelos básicos de vigas de concreto, sempre considerando uma seção única e constante ao longo do período de projeto. Tendo-se em vista a possibilidade de executar tabuleiros com vigas pré-moldadas, foi proposta a elaboração de um projeto com essa aplicação. Embora essa solução seja empregada em larga escala, foi constatada a falta dessa abordagem na bibliografia referente a projetos de pontes, ficando o conhecimento acerca desse tipo de projeto restrito às empresas do ramo. Nesse sentido, o presente trabalho busca apresentar o dimensionamento de uma longarina protendida pré-moldada, em que há segundo estágio de concretagem, de forma a serem avaliadas as peculiaridades no comportamento dessa viga.

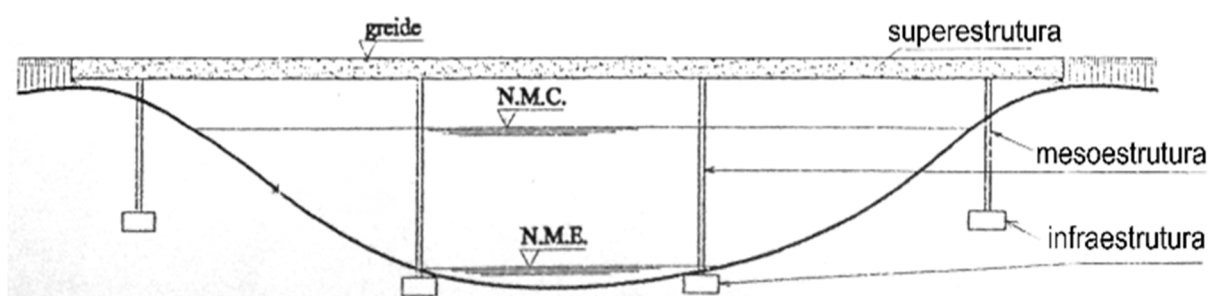
2. PONTES

2.1. Conceito

As definições de pontes constantes na bibliografia são muito semelhantes e consistem em classificá-las como obras de engenharia projetadas para dar continuidade à via por onde passam, em que se faz necessário vencer obstáculos líquidos, como rios e braços de mar. No caso de outros obstáculos, como vales, utiliza-se o termo viaduto.

Costuma-se separar a estrutura de uma ponte em três principais partes. A superestrutura refere-se à parte do estrado, onde efetivamente são aplicados os carregamentos do trem-tipo. A mesoestrutura recebe as cargas verticais da superestrutura (peso próprio das vigas, lajes, revestimento, barreiras e passeios, além dos efeitos das cargas móveis e do vento) e também está sujeita a solicitações horizontais (ação dinâmica da água, ação do vento, frenagem e aceleração de veículos, atrito nos apoios, empuxo de terra e sobrecarga nos aterros de acesso, dilatação térmica e retração) e transfere os carregamentos para a fundação, geralmente por meio de pilares. Finalmente, a infraestrutura transmite os esforços da mesoestrutura para o terreno, por meio de elementos de fundação como tubulões, estacas, blocos e sapatas. O presente trabalho aborda o projeto das longarinas da superestrutura de uma ponte, levando em consideração os esforços provenientes do peso próprio da estrutura e da ação das cargas móveis sobre o tabuleiro.

Figura 1 - Divisão geral da estrutura de uma ponte.



Fonte: SPERNAU, 2012, p. 2.

Spernau (2012) classifica as pontes segundo alguns critérios:

Fim a que se destina:

- Rodoviária;
- Ferroviária;
- Passarela.

Travessia

- As pontes podem ser classificadas como **normais**, quando o eixo longitudinal é normal ao eixo do rio, e como **esconsas**, quando o ângulo entre esses eixos é diferente de 90° .

Material de construção

- Concreto armado ou protendido;
- Aço;
- Madeira, entre outros.

Processo de execução

- Moldada no local;
- Total ou parcialmente pré-moldada;
- Balanços sucessivos: moldagem *in loco* ou com aduelas pré-moldadas.

Sistema Estrutural

- Ponte em laje
- Ponte em viga
- Ponte em quadro ou pórtico;
- Ponte em arco;
- Ponte em abóbada;
- Ponte pênsil;
- Ponte estaiada.

No sistema estrutural ponte em vigas, elas podem ser retas ou curvas, com seção transversal constante ou variável, biapoiadas, biapoiadas com balanços, com sucessão de vãos isostáticos (por exemplo, vigas Gerber) ou contínuas (hiperestáticas). Quanto à seção transversal da ponte em vigas, Antônio Neto (2014) subdivide em seções com duas vigas principais, com três ou mais vigas principais, seção com estrado celular e seção caixão. Trata-se do modelo estrutural mais simples e antigo utilizado, porém, “com vãos cada vez maiores, torna-se mais difícil projetar a viga de forma agradável porque as dimensões aumentam com a

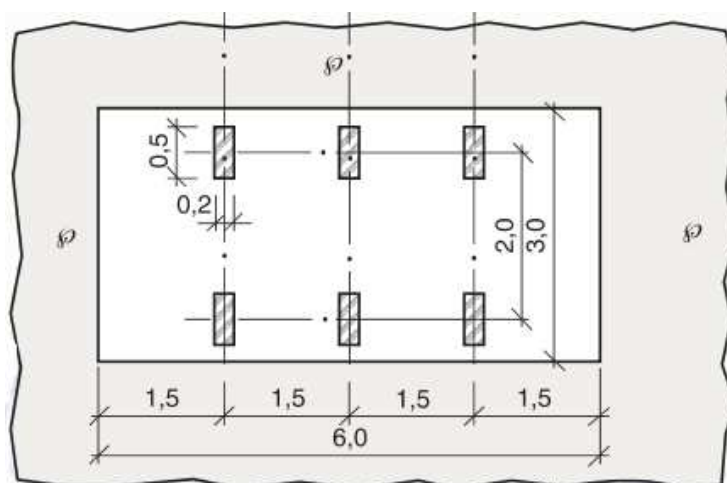
extensão, tornando a compatibilidade das massas da estrutura com o ambiente crítica”¹ (LEONHARDT, 1982, p. 43, tradução nossa). Segundo o autor, o critério mais importante para a aparência da ponte é a esbeltez da viga, que poderia proporcionar um aspecto pesado e deprimente ou leve e elegante. Ele define essa esbeltez como sendo a razão entre o comprimento e a altura da viga, com valores que variam de 5 a 30, até um valor máximo de 45.

As etapas e os métodos para análise estrutural da superestrutura de uma ponte em vigas retas estão apresentados nos capítulos seguintes.

2.2. Trem-tipo

O termo trem-tipo é comumente utilizado para se referir às cargas móveis que atuam numa ponte, sendo representado atualmente pela sigla TB, seguida do peso total do veículo-tipo. As pontes rodoviárias eram divididas em três classes pela NBR 7188, na versão de 1982. Havia a classe 45, a classe 30 e a classe 12, em que o peso total do veículo correspondia a 450 kN, 300 kN e 120 kN, respectivamente. Com a nova versão da norma, publicada em 2013, agora há apenas a antiga classe 45, denominada TB-450², e a TB-240, usada em estradas vicinais municipais. Em ambas as classes o veículo-tipo possui 6 rodas, com três eixos de carga afastados de 1,5 m e com uma área de ocupação de 18 m². A Figura 2 a seguir apresenta a geometria do veículo-tipo e a disposição das cargas concentradas e distribuídas que atuam nas longarinas em função das rodas do veículo e a carga de multidão, respectivamente.

Figura 2 - Geometria do veículo-tipo.

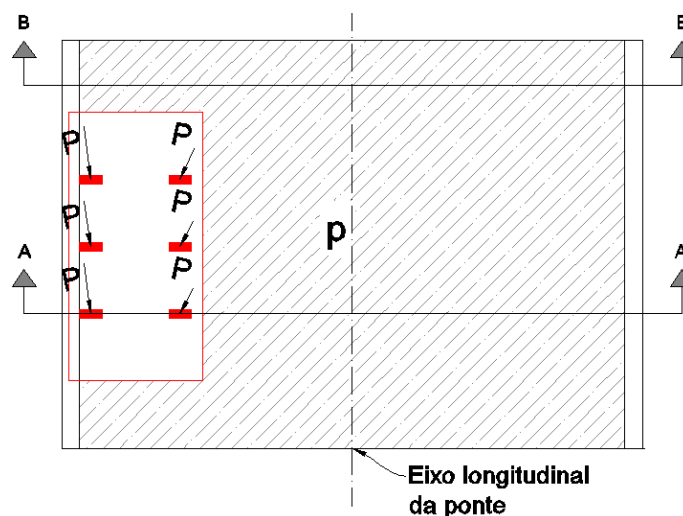


Fonte: adaptado da NBR 7188, 2013, p. 4.

¹ Texto original: “With increasing spans it is getting more difficult to shape the beam bridge pleasingly because the dimensions increase with the span, making the compatibility of the masses of the structure with the environment critical”.

² No caso de pontes próximas a rodovias de acesso a áreas portuárias, em até 100 km de distância, devem ser majoradas em 10% as cargas referentes a esse trem-tipo.

Figura 3 - Disposição das cargas das rodas e carga de multidão sobre a pista.



Fonte: elaborado pela autora.

Conforme a nomenclatura especificada na norma, P refere-se ao valor estático de uma roda do veículo. Esse valor deve ser acrescido de coeficientes de ponderação, e então passa a ser designado pela letra Q . A letra minúscula p refere-se ao valor estático da carga móvel uniformemente distribuída no tabuleiro que, acrescida dos coeficientes de ponderação, é designada por q . No presente trabalho, será utilizada a nomenclatura Q' e q' para especificar os carregamentos Q e q resultantes em uma longarina específica, multiplicados pelas cotas da linha de influência da distribuição transversal de carregamentos referentes a essa longarina.

Percebe-se pela Figura 3 que, como não há carga distribuída na área ocupada pelo veículo, é necessário analisar o tabuleiro em duas seções. Pela seção AA é obtida a carga concentrada Q' sobre cada eixo, que indica a influência das duas cargas concentradas P majoradas na viga analisada, e a carga distribuída q' , da influência da carga majorada distribuída atuante na longarina. A carga Q' é posicionada em 3 pontos na longarina, com espaçamentos de 1,5 m, que é a distância entre os eixos do veículo. No trecho de 6 m ocupado pelo veículo, além das cargas Q' , também deve ser posicionada uma carga distribuída referente à carga móvel que existe ao lado do veículo e também é transmitida à longarina analisada, de acordo com a linha de influência da seção transversal do tabuleiro. Para o restante da longarina, deve-se calcular a carga distribuída q' pela seção BB, pois ela atua em toda a largura da pista.

Para facilitar o cálculo dos carregamentos acidentais sobre a longarina, no caso do dimensionamento dessas vigas, pode-se homogeneizar as cargas concentradas dos eixos do veículo-tipo juntamente com o carregamento distribuído. Assim, não é necessário analisar as cargas em dois cortes transversais. Pode-se construir uma única linha de influência dos carregamentos para obter as cargas concentradas (Q') e distribuídas (q') para traçar as

envoltórias de esforços da viga. Pfeil (1983) também recomenda a homogeneização. A carga de multidão é colocada sobre a projeção do veículo, como pode ser visto na Figura 4. Dessa forma, a carga de cada roda é reduzida para compensar o carregamento sobre a região do veículo e pode ser calculada pela Equação 1.

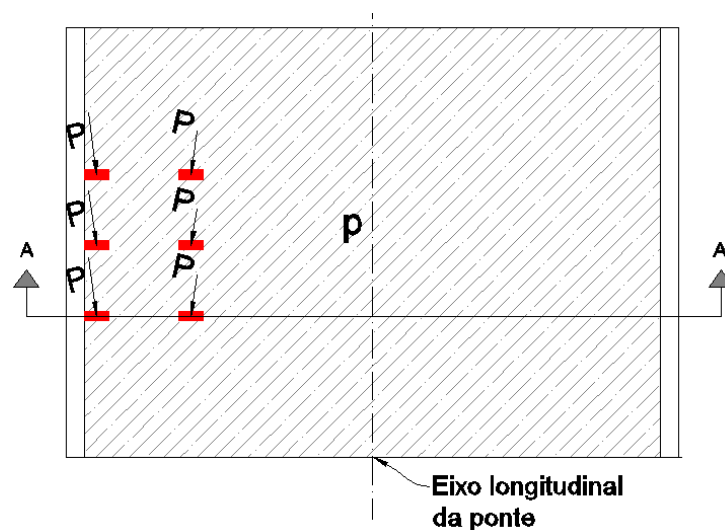
Equação 1 - Redução da carga P pela homogeneização do trem-tipo

$$P_{homogeneizado} = P - \frac{p \cdot A}{n}$$

em que:

- P: carga estática concentrada por roda (kN);
- p: carga de multidão (kN/m²);
- A: área de contato da roda (m²);
- n: número de rodas.

Figura 4 - Trem-tipo homogeneizado.



Fonte: elaborado pela autora.

A homogeneização do trem-tipo é indicada para facilitar a análise das vigas, pois esses elementos não são sensíveis à redução das cargas P concentradas. Entretanto, no caso das lajes ou para vigas de pontes de pequena extensão, esse procedimento não deve ser aplicado. Deve ser considerada a ação das cargas das rodas do veículo com seu valor total de 75 kN cada (para o TB-450), e é necessário obter a posição mais crítica para o dimensionamento das lajes, que não é conhecida de início. Para facilitar esse processo, costuma-se utilizar as tabelas elaboradas por Hubert Rüsch para o dimensionamento das lajes de pontes. Elas levam em consideração a relação entre os vãos nas duas direções da laje e os tipos de vinculação, fornecendo como

resultado coeficientes para o cálculo de momentos fletores devidos às cargas permanentes e móveis, para as piores posições das rodas do veículo.

Observação: nas figuras 3 e 4, o veículo-tipo se sobrepõe à região das barreiras. Isso é feito porque as rodas devem ser posicionadas encostadas nas barreiras, o que representa a posição mais crítica para as vigas e possível de acontecer na ponte.

2.3. Elementos básicos de projeto

A norma de projeto e execução de pontes especifica que:

Os elementos básicos compreendem todas as informações necessárias para justificar a obra e definir suas características técnicas e funcionais. Incluem levantamentos topográficos (também batimetria, se necessário) e de interferências, projeto geométrico completo, dados geológicos, geotécnicos e hidrológicos, gabaritos em largura e altura e outros condicionantes do projeto. Em alguns casos, devem ainda ser consideradas, na elaboração dos projetos, as condições de acesso à obra, características regionais e disponibilidade de materiais e mão-de-obra (NBR 7187:2003, p. 2).

2.3.1. Revestimento da pista

Quanto ao revestimento colocado sobre o tabuleiro para a passagem dos veículos, Spernau (2012) indica uma espessura mínima de 5 cm. A espessura do pavimento no eixo da pista é mais elevada do que nas bordas, em função da necessidade de projetar uma inclinação lateral que evite o acúmulo de água na pista. Essa inclinação, também chamada de superelevação ou abaulamento, deve estar de acordo com as prescrições do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, em função da geometria da pista.

2.3.2. Barreiras e defensas

Nas extremidades da pista de rolamento, devem ser posicionadas barreiras ou defensas para conter os veículos. Quando essas são constituídas por concreto armado, são chamadas de barreiras, e quando compostas por lâminas de aço, defensas (SPERNAU, 2012). As barreiras costumam ser utilizadas no padrão New Jersey, que possui um perfil especial na superfície de deslizamento para desacelerar veículos que venham a se perder na pista.

Figura 5 - Exemplos de tabuleiros com barreira (à esquerda) e defesa (à direita).

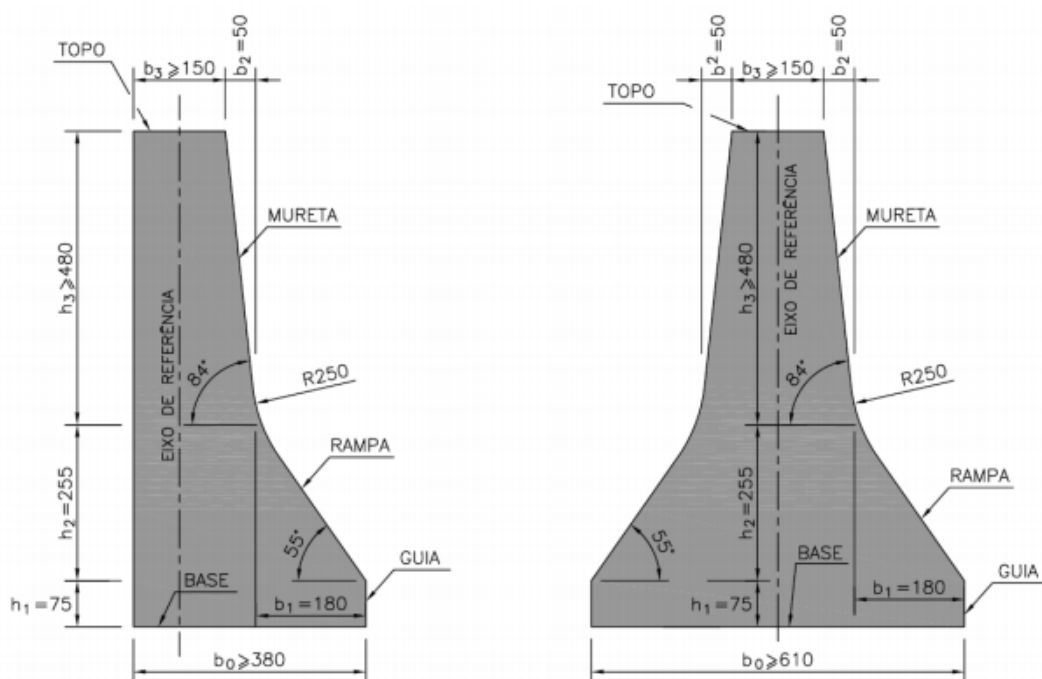


Fonte: www.fronza.ind.br e www.armcostaco.com.br.

A norma DNIT 109/2009 – PRO traz o padrão da seção típica do tipo New Jersey para barreiras simples (utilizadas nas extremidades da pista) e barreiras duplas (utilizadas em canteiros centrais). Quanto à geometria da seção, deve-se considerar:

- Guia: plano vertical;
- Rampa: plano inclinado com ângulo de 55° com a horizontal;
- Mureta: plano inclinado com ângulo de 84° com a horizontal.

Figura 6 - Perfil New Jersey para barreiras simples e duplas.



Fonte: DNIT, 2009, Anexo A.

2.4. Pontes em concreto protendido

A primeira ponte em concreto protendido foi projetada por Eugène Freyssinet, com um vão de 55 m de extensão. Construída na França entre os anos de 1941 e 1946, a ponte de Luzancy (Figura 7) continua em operação nos dias atuais.

Figura 7 - Ponte de Luzancy.



Fonte: structurae.net.

Para Leonhardt (1982), as vigas de pontes protendidas já haviam atingido vãos livres de até 200 m, em função do avanço da tecnologia até a data de publicação de seu livro. Pfeil, que lançou sua obra dois anos depois (1984), cita o uso de vigas retas protendidas com vãos de até 250 m, em comparação com as de concreto armado, que teriam sua limitação de 30 a 40 m.

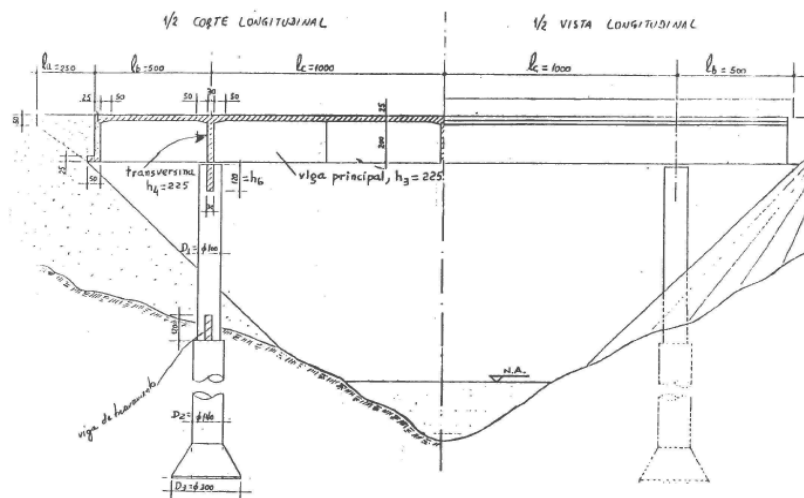
O Brasil teve como marco no uso do concreto protendido a ponte do Galeão, construída entre 1945 e 1949 no Rio de Janeiro, com 380 m de comprimento. Projetada inicialmente para ter duas vigas principais em concreto armado, acabou contemplando vigas pré-moldadas protendidas, uma solução inovadora na época. Segundo Vasconcelos (1992 apud KLEIN, 2002), o maior vão em viga nessa ponte possui 43,40 m. Outras pontes famosas na história da Engenharia do Brasil também utilizaram a protensão. A ponte Rio-Niterói, concluída em 1974, utilizou o concreto protendido nos trechos adjacentes aos vãos centrais, tendo-se utilizado aduelas pré-moldadas protendidas, no sistema construtivo em balanços sucessivos (PFEIL, 1975). Para os três trechos centrais, em que foram exigidos vãos de 300 m e 200 m para atender ao gabarito de navegação, foram utilizadas vigas metálicas. A ponte Colombo Salles em Florianópolis, concluída em 1975, atingiu recorde mundial na época, com vigas protendidas contínuas totalizando 320 m de extensão, com um vão central de 160 m.

3. ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1. Modelo estrutural

Como apresentado, o modelo do vigamento principal da ponte deste trabalho é composto de longarinas retas de seção constante no eixo longitudinal, apoiadas sobre dois trechos de pilares, com balanços nas extremidades, compondo elementos isostáticos, similar ao exemplo da Figura 8.

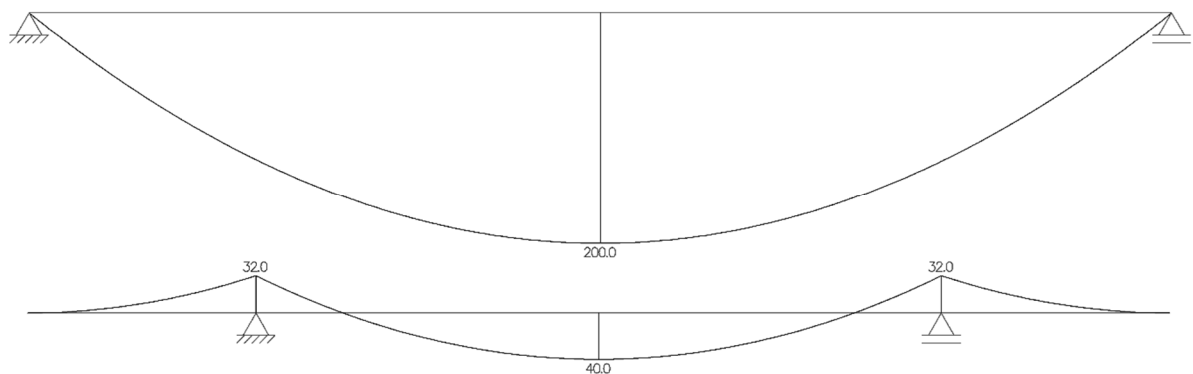
Figura 8 - Ponte em vigas retas biapoiadas com balanços.



Fonte: TAGUTTI, 2002, p. 5.3.

O uso de balanços nas extremidades faz com que o vão das vigas submetido a momentos fletores positivos seja reduzido, o que reduz o momento positivo máximo, para um mesmo comprimento total da ponte. Isso pode ser visto na Figura 9, em que uma viga biapoiada foi modelada sem balanços e com balanços de $1/3$ da extensão do vão central, sob efeito de um carregamento unitário uniformemente distribuído.

Figura 9 - Exemplo qualitativo da redução do momento fletor máximo pela mudança de vão com balanços.



Fonte: elaborado pela autora.

As transversinas solidarizam as vigas principais ao longo da ponte e são projetadas para distribuir os carregamentos entre as longarinas. Com isso, todas as vigas são utilizadas para resistir aos efeitos das cargas móveis atuantes, mesmo que estejam concentrados em apenas um lado da seção transversal. Segundo Carvalho (2012), nos apoios as transversinas também auxiliam as vigas principais, evitando o seu tombamento lateral ou giros excessivos.

Dois métodos de análise do tabuleiro com transversinas, que permitem obter o efeito de um carregamento concentrado ou distribuído em qualquer viga principal, estão apresentados nesse capítulo.

Figura 10 - Exemplos de tabuleiros em que podem ser vistas transversinas por baixo da ponte.



Fonte: rotesma.com.br, environment.fhwa.dot.gov e reinforced-concrete.blogspot.com.br.

3.2. Estados limites

Na seção 10 da NBR 6118:2014 são apresentados critérios de segurança e estados limites, baseados na NBR 8681:2003. Os estados limites últimos (ELU) dizem respeito às condições que promovem o colapso das estruturas, com paralisação de seu uso. São utilizados para as verificações acerca da segurança estrutural. Os estados limites de serviço (ELS) visam garantir as funções de utilização da estrutura, como o conforto do usuário, a durabilidade e a aparência.

O processo de dimensionamento das longarinas em concreto protendido pode iniciar com as verificações quanto aos estados limites de serviço ou estados limites últimos. Neste trabalho é apresentado o dimensionamento iniciando pela primeira opção. Em sequência, são feitas as verificações de flexão e de cisalhamento (ELU), com a verificação de flechas ao final

(ELS). Também é feita uma verificação quanto à fadiga (ELU). Mais detalhes sobre as verificações necessárias estão apresentados nos capítulos seguintes do trabalho.

3.3. Ações

Para a análise estrutural, é necessário saber a distinção entre os seguintes conceitos: ações, forças, esforços e deformações. As ações geram forças. As forças, por sua vez, geram os esforços (normal, cortante, momentos fletores e de torção), que estão associados às tensões e deformações nos elementos estruturais (rotações e deslocamentos). Neste item estão detalhados carregamentos e ações que podem atuar numa estrutura, exemplificando os que costumam ser considerados em projetos de pontes rodoviárias, especificados na NBR 7187:2003.

3.3.1. Ações Permanentes

São classificadas como ações permanentes aquelas em que a variabilidade é pequena e, portanto, podem ser consideradas como constantes durante o tempo de vida útil da ponte, ou aquelas em o valor tende a crescer com o tempo, até atingir um limite constante. A NBR 7187:2003 estabelece como ações permanentes a serem consideradas nos projetos de pontes:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Pavimentação;
- Lastro ferroviário, trilhos e dormentes (não aplicáveis às pontes rodoviárias);
- Empuxo de terra;
- Empuxo d'água;
- Forças de protensão;
- Fluência;
- Retração;
- Deslocamento de fundações.

Para a consideração da carga de pavimentação, a norma especifica um peso específico mínimo de 24 kN/m^3 . Devido ao recapeamento da pista de rolamento, segundo a norma pode-se prever uma carga adicional de 2 kN/m^2 no tabuleiro.

3.3.2. Ações Variáveis

Segundo a NBR 8681:2003, são classificadas como ações variáveis aquelas que apresentam variações significativas de seus valores durante a vida útil. A NBR 7187:2003 estabelece como ações variáveis a serem consideradas nos projetos de pontes:

- Cargas móveis (com seus efeitos verticais, dinâmicos, força centrífuga, choque lateral e efeitos de frenagem e aceleração);
- Cargas de construção;
- Carga de vento;
- Empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- Pressão da água em movimento (e seu efeito dinâmico);
- Variações de temperatura.

As cargas móveis são provenientes dos carregamentos de tráfego que atuam sobre o tabuleiro durante a vida de projeto e variam com a classe da ponte, conforme abordado no capítulo anterior.

3.3.2.1. Coeficientes de ponderação das cargas móveis

Como foi visto anteriormente, na parcela de esforços devidos às cargas P (da roda do veículo-tipo) e p (da carga móvel distribuída) deve ser considerado o efeito dinâmico das cargas móveis. Essas cargas não atuam estaticamente como é suposto, elas atuam de maneira brusca e, com isso, causam oscilações na estrutura (ANTÔNIO NETO, 2014). A ação dinâmica dessas cargas é considerada por uma majoração em seus valores, pelos coeficientes de impacto³ apresentados na norma. Esses coeficientes são divididos em três tipos pela NBR 7188:2013:

- **CIV⁴ - coeficiente de impacto vertical:** amplifica a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores, dado por:

$CIV = 1,35$, para estruturas com vão menor do que 10,0m

$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$, para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m

³ Antes da publicação da última versão da NBR 7188, o impacto era tratado conforme as prescrições da NBR 7187:2003, como um coeficiente único, expresso por $\varphi = 1,4 + 0,007L \geq 1$ para pontes rodoviárias, em que L representa o vão equivalente considerado.

⁴ A norma acrescenta: “O CIV não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica das estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas” (NBR 7188, 2013, p. 3).

em que L_{iv} é a média aritmética dos vãos, no caso de vãos contínuos, ou o comprimento do balanço, no caso de estruturas em balanço, expresso em metros;

- **CNF - coeficiente do número de faixas:** leva em conta a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas, dado por:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9;$$

em que n é o número de faixas de tráfego rodoviário, em valor inteiro, a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo, sem a consideração de acostamentos e faixas de segurança;

- **CIA - coeficiente de impacto adicional:** consiste em um coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Seu valor é de 1,25 para obras de concreto e deve ser utilizado em qualquer seção de elemento estrutural que esteja a menos de 5m de distância da descontinuidade estrutural.

Portanto, as cargas Q e q a serem utilizadas são:

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

Os valores Q e q representam as cargas estáticas de roda e de multidão majoradas para simular o efeito dinâmico das cargas móveis. Para a determinação dos esforços nas longarinas, devem ser obtidas as parcelas de carregamento que atuam em cada viga.

3.3.3. Ações Excepcionais

São classificadas como ações excepcionais aquelas que possuem uma duração muito curta, além de uma probabilidade de ocorrência muito baixa. A NBR 7187:2003 cita algumas ações excepcionais em pontes:

- Choques de objetos móveis;
- Explosões;
- Fenômenos naturais pouco frequentes (ventos ou enchentes catastróficas e sismos).

3.4. Distribuição transversal de cargas em tabuleiros com três ou mais vigas

Para o dimensionamento das vigas da superestrutura, é necessário determinar o quanto de cada carga é distribuída para cada longarina. O uso das transversinas conectando as longarinas entre si promove uma transferência de carregamentos que é função da rigidez desses elementos. Esse funcionamento conjunto assemelha-se ao de uma grelha plana.

Spernau (2012) indica a análise de grelhas planas sem torção para as pontes com vigas tipo T ou I, pois para essas seções se considera que os elementos possuem resistência à torção muito reduzida. É feita a análise da distribuição de carregamentos entre as vigas da grelha para a seção do meio do vão, e essa é assumida também para as demais seções de controle.

Dois métodos para a obtenção da distribuição transversal dos carregamentos estão apresentados a seguir. Ambos foram utilizados no projeto e permitiram uma validação dos resultados.

3.4.1. Método de Engesser-Courbon

Para projetos em que a relação entre o comprimento e a largura da ponte é superior a 2, pode-se utilizar o método de Engesser-Courbon para obter a distribuição transversal de cargas, com a influência em cada ponto de apoio (THOMAZ, 2015a). Esse método considera que o tabuleiro é rígido transversalmente (as transversinas possuem rigidez à flexão infinita). Assim, as deformações das vigas principais relacionam-se de forma linear, conforme a Equação 2.

Equação 2 - Distribuição da carga P nas longarinas: método de Engesser-Courbon

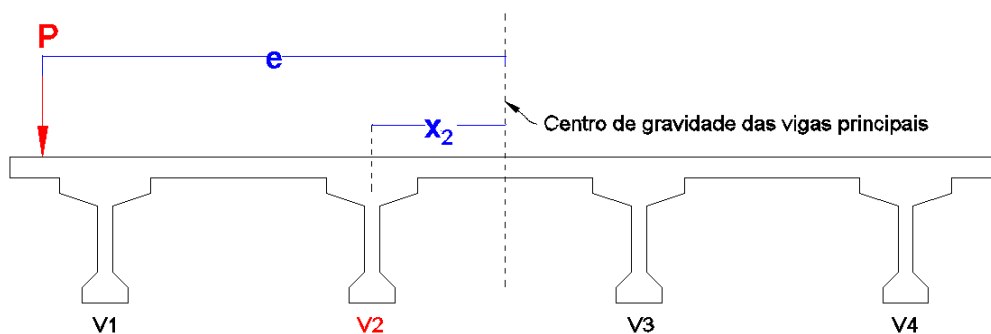
$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{P \cdot e \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

em que:

- P : carga em análise;
- n : número de vigas principais;
- e : excentricidade da carga, medida a partir do centro de gravidade das vigas principais (ponto médio do tabuleiro, se houver simetria na seção transversal da ponte);
- x_i : distância da viga principal analisada (i) ao eixo do conjunto formado pelas vigas;
- P_i : parcela da carga P que incide na viga i .

Adota-se o eixo x como sendo positivo à direita do eixo das vigas principais e, portanto, as distâncias x e as excentricidades medidas à esquerda recebem o sinal negativo.

Figura 11 - Exemplo: parâmetros do método de Engesser-Courbon para obter a parcela da carga P em V2.

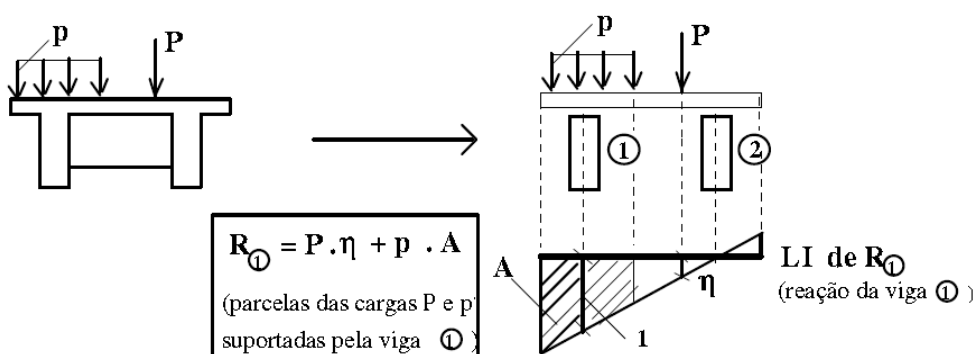


Fonte: elaborado pela autora.

A Equação 2 fornece o cálculo direto da parcela de uma carga concentrada em cada apoio. Mas ela também pode ser utilizada para se obter as linhas de influência (LI) em relação a cada viga. Aplicando-se uma carga P unitária e substituindo os respectivos parâmetros x_i , a equação fica com a excentricidade e como variável independente e a cota da LI para esse ponto como variável dependente, representando portanto a equação de uma reta, que define a distribuição.

O traçado da LI é desejável, pois facilita o cálculo da parcela das cargas que incide no apoio analisado. A resultante da parcela de todas as cargas concentradas e distribuídas na viga pode ser calculada conforme indicado na Figura 12.

Figura 12 - Cálculo da parcela das cargas do tabuleiro em uma viga.



Fonte: TAGUTI, 2002, p. 6.2.

A carga de multidão não é considerada em toda a seção transversal do tabuleiro. Deve-se considerá-la apenas na região da LI em que o seu efeito é desfavorável à análise que se deseja fazer na respectiva longitudinal.

A convenção adotada para o sinal das cargas é a de que as cargas multiplicadas por cotas que estejam abaixo da linha horizontal na LI, são colocadas nas longarinas no sentido de cima

para baixo (cargas negativas), enquanto que as cargas multiplicadas por cotas da LI que estejam acima da horizontal, são colocadas debaixo para cima (cargas positivas).

3.4.2. Método de Leonhardt

Fritz Leonhardt propôs um método, baseado nas deformações elásticas, para se obter a LI de reações no vigamento principal da superestrutura, sob as seguintes condições:

- Longarinas com momento de inércia constante em toda a sua extensão;
- Longarinas simplesmente apoiadas em suas extremidades;
- Transversinas igualmente espaçadas.

A teoria originalmente apresentada por Leonhardt se referia ao caso de uma transversina no meio do vão. Para os casos em que há mais de uma transversina, deve-se calcular uma inércia equivalente à transversina única (\bar{I}_{eq}), que equivale a majorar a inércia das transversinas (\bar{I}) pelo coeficiente numérico k , adotado conforme a Tabela 1.

Equação 3 - Cálculo da inércia equivalente a uma transversina central

$$\bar{I}_{eq} = k \cdot \bar{I}$$

Tabela 1 - Coeficiente numérico k para inércia equivalente a uma transversina central.

Nº de transversinas igualmente espaçadas	Coeficiente k
1 ou 2	1,0
3 ou 4	1,6
5 ou mais	2,0

Fonte: adaptado de SPERNAU (2012) e ANTÔNIO NETO (2015).

A inércia equivalente é necessária para o cálculo do grau de rigidez da grelha (ζ), conforme a Equação 4, que determina a eficiência do conjunto de transversinas na distribuição transversal dos carregamentos. Quanto maior o seu valor, maior é a rigidez dessas vigas e, consequentemente, a distribuição.

Equação 4 - Grau de rigidez da grelha

$$\zeta = \frac{\bar{I}_{eq}}{I} \cdot \left(\frac{L}{2a}\right)^3$$

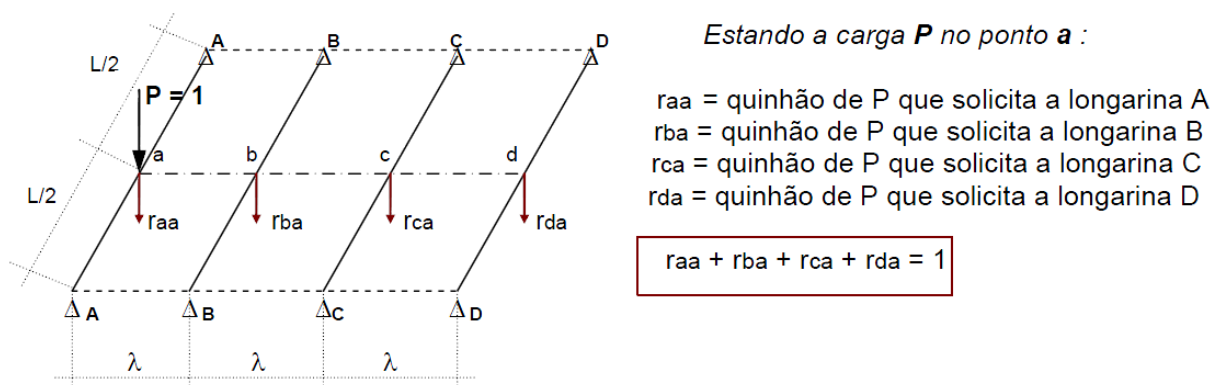
em que:

- I : inércia das longarinas;
- L : vão das longarinas, consideradas como simplesmente apoiadas;

- a : espaçamento entre os eixos das longarinas.

A partir do valor calculado de ζ , pode-se obter os coeficientes de repartição transversal do tabuleiro. Conforme exemplificado na Figura 13, esses coeficientes são designados por $r_{i,j}$, em que o índice i indica a longarina que se está avaliando e j o ponto de aplicação da carga. Os coeficientes $r_{i,j}$, nada mais são que as cotas da LI de reações na viga i em cada ponto de apoio j . Leonhardt formulou diferentes tabelas para a obtenção desses coeficientes, em função do número de vigas principais no tabuleiro. Na Figura 93 em Anexos está apresentada a tabela para o caso de quatro apoios, que foi utilizada nesse projeto.

Figura 13 - Coeficientes de repartição transversal do método de Leonhardt.



Fonte: ANTÔNIO NETO, 2015, p. 1.

A diferença básica entre os resultados obtidos com os métodos de Engesser-Courbon e Leonhardt é que, no segundo, a LI obtida não segue uma reta. A sua curvatura será mais acentuada quanto menor for o grau de rigidez da grelha promovido pelas transversinas, representando um efeito mais concentrado das cargas nos apoios próximos às suas regiões de incidência, e principalmente nos apoios da região central do tabuleiro, no caso de carregamentos uniformemente distribuídos em toda a seção.

4. CONCRETO PROTENDIDO

4.1. Histórico e conceito

Entre os objetivos básicos da protensão estão a limitação ou a eliminação das tensões de tração no concreto, o melhor aproveitamento dos materiais e a redução dos deslocamentos (flechas). Isso é garantido a partir da aplicação de forças de tração na armadura, que transmitem esforços de compressão ao concreto, de forma a melhorar o seu desempenho frente às diversas solicitações durante a vida útil da obra. O engenheiro francês Eugène Freyssinet costuma ser considerado o responsável pelo êxito do concreto protendido (LEONHARDT, 1983). Isso se deve ao fato de que suas contribuições promoveram de forma efetiva a consolidação do sistema. A partir de estudos feitos sobre os fenômenos da fluência e da retração no concreto, Freyssinet descobriu a necessidade de se utilizar aços com tensões elevadas de forma pioneira, por volta de 1928 (CARVALHO, 2012; LEONHARDT, 1983). Segundo Leonhardt (1983), K. Wettstein já havia empregado cordas de piano com elevadas tensões em pranchas de concreto em 1919, porém sem conhecimento de que essa era uma condição fundamental para compensar as perdas de protensão. P. H. Jackson também tem sua importância na história do concreto protendido. Ele teria feito as primeiras proposições a respeito da aplicação de uma pré-tração no concreto, em 1886 (LEONHARDT, 1983; VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Apesar de os procedimentos de projeto em concreto armado e protendido serem apresentados conjuntamente numa mesma normatização no Brasil, a NBR 6118:2014, esses materiais se diferem pelo tipo de aço utilizado e a forma com que se dá a execução dos elementos estruturais com cada um (CARVALHO, 2012). A protensão permite o aproveitamento das qualidades dos dois materiais empregados, com a elevada resistência à compressão do concreto e a elevada resistência à tração dos cabos de aço. Dessa forma, o uso do concreto protendido é justificado pelo acréscimo nas resistências do concreto e do aço ser superior ao acréscimo dos custos desses materiais. (PFEIL, 1984). Quanto à execução, no caso da aplicação da protensão, pode haver maior complexidade na montagem de formas, em que é necessária a colocação de elementos específicos (CARVALHO, 2012), como bainhas, cabos, etc, exigindo uma mão de obra mais qualificada.

Dentre as vantagens do concreto protendido citadas na bibliografia, pode-se listar:

- Possibilidade de projetar vigas com vãos maiores, com o emprego eficiente de materiais com maior resistência;

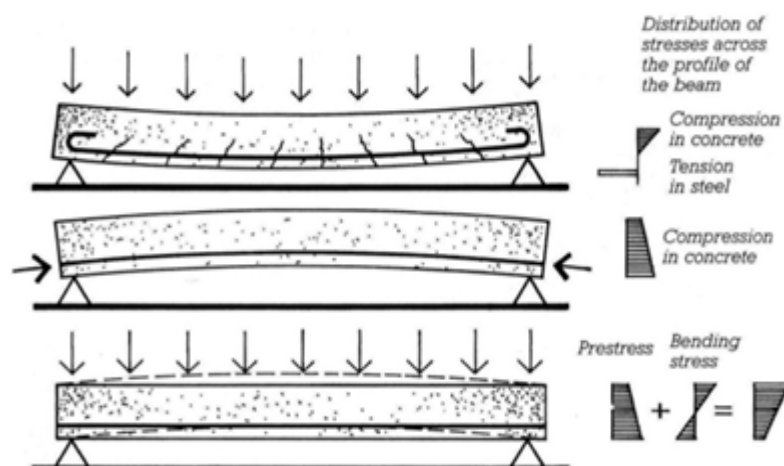
- Ao se reduzir ou mesmo eliminar as tensões de tração nas vigas, toda a seção transversal contribui com a rigidez da peça (EI). Com isso, as deformações apresentadas e a alturas das seções podem ser menores que as das peças em concreto armado;
- Também, com a redução das tensões de tração, a fissuração é limitada. Para carregamentos mais baixos, pode-se considerar o comportamento de uma viga como um material homogêneo. Ainda que, para carregamentos mais elevados, em algum momento da vida de projeto ocorram fissuras, ao cessarem as solicitações que as causaram, as fissuras se fecham novamente, devido ao esforço de compressão induzido na peça pela protensão;
- O ato da protensão, por aplicar tensões elevadas nos elementos na fase de execução, funciona também como uma prova de carga, em que as resistências do aço e do concreto podem ser “testadas” inicialmente.

Em se tratando do uso do concreto protendido em pontes, Pfeil cita uma grande vantagem desse material:

Os ensaios realizados com vigas protendidas, sujeitas a cargas repetidas, mostram que essas vigas mantêm suas características de comportamento após a atuação de um grande número de ciclos de carregamento. Essa propriedade é de grande importância na utilização de concreto protendido em estruturas sujeitas a cargas repetidas, como, por exemplo, pontes ferroviárias e rodoviárias (PFEIL, 1984, p.4).

A Figura 14 apresenta o comportamento de uma viga protendida em comparação com uma viga de armadura passiva. Percebe-se que, com a protensão, é aplicado um carregamento contrário aos carregamentos atuantes na estrutura, de forma a minimizar ou mesmo anular tensões de tração no concreto. Essa definição está detalhada no item 4.3.

Figura 14 - Comportamento das tensões normais no concreto armado e no concreto protendido.



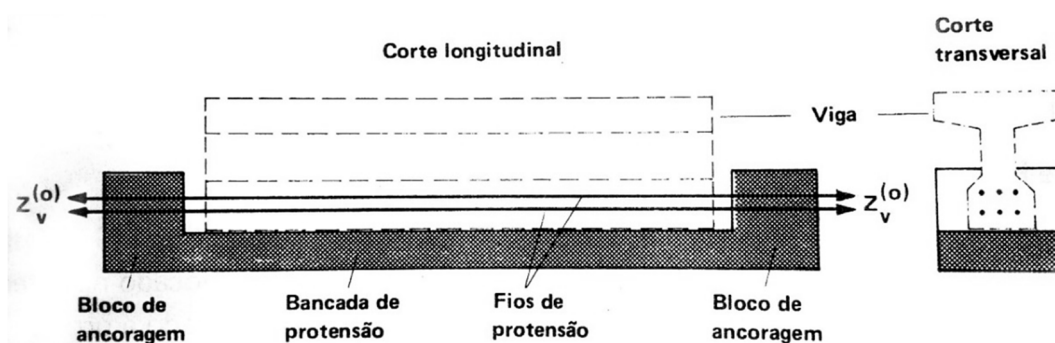
Fonte: adaptado de classconnection.s3.amazonaws.com.

Antônio Neto (2014) sugere que as soluções em concreto armado para vigas são mais vantajosas apenas para vãos de até 25m.

4.2. Tipos de protensão

O sistema de protensão pode ser com armaduras pré-tracionadas ou pós-tracionadas. No sistema pré-tracionado, a armadura é ancorada em duas extremidades, sendo tensionada por elas, e posteriormente é feita a concretagem nas formas. Após o endurecimento do concreto, quando atingida a resistência necessária, os fios de aço são soltos das ancoragens e o esforço de protensão é então transferido para a peça (LEONHARDT, 1983; PFEIL, 1984). Devido à aderência existente entre os materiais, é transferida uma força de compressão ao concreto pela tendência do aço retornar ao seu comprimento inicial (CARVALHO, 2012).

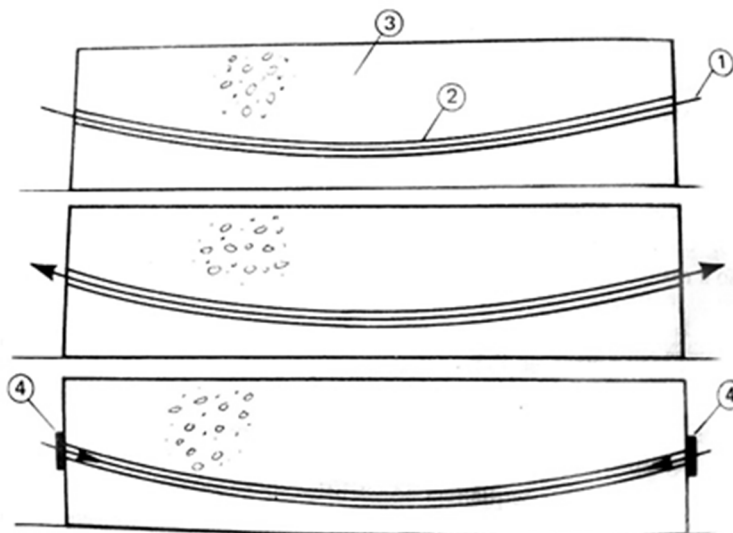
Figura 15 - Esquema de produção de uma viga de concreto pré-tracionado.



Fonte: LEONHARDT, 1983, p. 8.

No sistema com armadura pós-tracionada, são deixadas bainhas dentro da forma, por onde serão alojados os cabos, e a peça é concretada antes da aplicação da protensão. Quando o concreto atinge a resistência necessária, os cabos de aço são tracionados, apresentando um pré-alongamento. A tendência de encurtamento dos cabos faz com que um esforço de compressão seja transferido ao concreto na região das ancoragens. Quando a protensão é aplicada nas duas extremidades, ambas as ancoragens são ativas. A protensão também pode ser aplicada por apenas uma extremidade, caso em que se tem uma ancoragem ativa e outra passiva. Para garantir uma proteção da armadura contra a corrosão, as bainhas são, em geral, injetadas com nata de cimento, após o ato da protensão. A nata também serve para promover a aderência entre a armadura e o concreto, dando origem ao termo “protensão com aderência posterior”. Quando não é aplicada a nata, tem-se peças pós-tracionadas sem aderência.

Figura 16 - Sequência de construção de uma viga de concreto pós-tracionado. Elementos: concreto (3), cabos de aço (1), bainhas (2), ancoragens (4).



Fonte: PFEIL, 1984, p. 6.

Figura 17 - Bainhas metálicas de uma viga pós-tracionada.



Fonte: infraestruturaurbana.pini.com.br.

Tendo em vista que o presente trabalho visou o projeto de vigas pós-tracionadas com aderência posterior, as teorias e as etapas de dimensionamento abordadas nos itens seguintes tratam deste tipo de protensão.

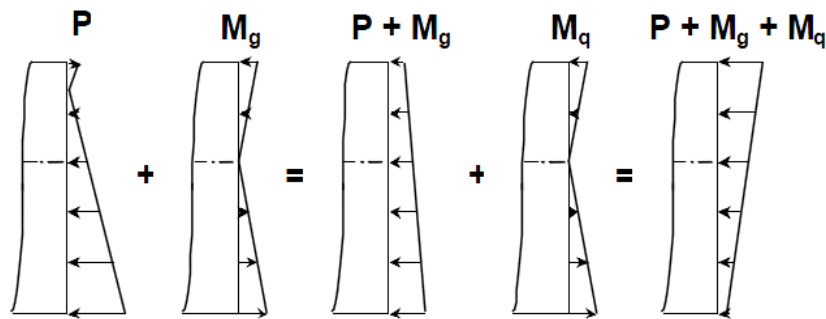
4.3. Tensões normais

O concreto protendido visa eliminar ou reduzir as tensões de tração que possam ocorrer no elemento estrutural. Isso é feito com a aplicação de um pré-alongamento nas cordoalhas que foram inseridas dentro das bainhas, por onde é transferido um esforço de compressão normal em toda a seção da viga, além de esforços de flexão devido à excentricidade das armaduras ativas. Esses esforços de flexão causam tensões de compressão na borda inferior e de tração na borda superior quando os cabos de protensão passam abaixo do CG da viga. Assim, nas regiões

em que as ações externas à estrutura causam momentos fletores positivos (que convencionalmente indicam tração na borda inferior), traçando-se os cabos abaixo do CG da viga, a protensão atenuará a tensão de tração na borda inferior, não apenas pela força normal aplicada, mas também pela sua excentricidade. Analogamente, entende-se que, nos pontos de momentos negativos, os cabos devem ser traçados com excentricidades positivas.

A variação do ponto de tensão normal nula na seção transversal da viga, com a aplicação de cada carregamento, pode ser vista na Figura 18 a seguir. No exemplo apresentado, devido à protensão, a borda inferior da viga não apresenta mais tensões de tração, apenas uma pequena tensão de compressão (indicada pelas setas da direita para a esquerda).

Figura 18 - Variação de tensões devido a cada esforço.



Fonte: KLEIN, 2002, p. 23.

Dessa forma, considerando uma distribuição de tensões com uma variação linear ao longo da seção transversal da viga, as tensões normais nas bordas inferior e superior (σ_i e σ_s) de cada seção de controle podem ser calculadas pelas seguintes equações:

Equação 5 - Tensão normal na borda inferior

$$\sigma_i = P_t \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_i} \right) - \frac{M_{g1}}{W_i} - \frac{M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi \times M_q}{W_i}$$

Equação 6 - Tensão normal na borda superior

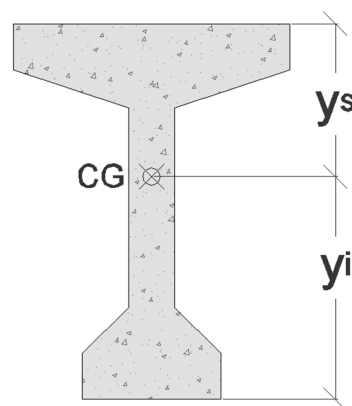
$$\sigma_s = P_t \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M_{g1}}{W_s} - \frac{M_{g2}}{W_s} - \frac{\psi \times M_q}{W_s}$$

em que:

- P_t : esforço de protensão efetivo na idade considerada;
- A_c : área bruta de concreto da seção considerada;
- e_p : é a excentricidade do cabo de protensão;

- W : módulo resistente, representa a relação entre o momento de inércia da seção transversal e a distância y da borda considerada (ver figura 19), recebendo o mesmo sinal de y ;
- M_{g1} e M_{g2} : momentos fletores devidos às cargas permanentes de peso próprio e adicional, respectivamente;
- M_q : momento fletor devido às cargas acidentais;
- ψ : é o coeficiente de ponderação das ações, adotado conforme especificado no item 4.5.

Figura 19 - Distâncias das bordas ao CG da viga.



Fonte: elaborado pela autora.

em que:

- y_i : distância da borda inferior ao CG da seção bruta de concreto, considerada com sinal negativo;
- y_s : distância da borda superior ao CG da seção bruta de concreto, considerada com sinal positivo.

Quando são utilizados mais de um cabo de protensão, pode-se realizar os cálculos considerando-os como um cabo equivalente, com a área e o esforço iguais à soma desses parâmetros para cada cabo e a excentricidade e_p referida ao centro geométrico do conjunto de cabos.

O esforço de protensão em qualquer idade é tomado segundo a equação:

Equação 7 - Força de protensão na idade t

$$P_t = P_i - \Delta P_{iniciais} - \Delta P_{progressivas}$$

em que:

- P_i : é o esforço inicialmente aplicado pelo macaco de protensão;

- $\Delta P_{iniciais}$: são as perdas que ocorrem no ato da protensão, reduzindo esse esforço;
- $\Delta P_{progressivas}$: são as perdas que ocorrem ao longo do tempo.

A explicação e o cálculo das perdas de protensão estão apresentados no item 4.8.

Para esse trabalho, foi adotado o sinal positivo para as tensões normais de tração no concreto e o sinal negativo para as de compressão, como convenção. O esforço normal aplicado na protensão é indicado com o sinal negativo (compressão) quando analisados os efeitos no concreto, e com sinal positivo (tração) quando se trata da força aplicada nos cabos de aço.

4.4. Aços de protensão

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) divide os aços de protensão em três tipos:

- Barras: possuem comprimento limitado (entre 10 m e 12 m), com fornecimento em trechos retos, produzidos com aço de liga de resistência elevada, laminada a quente;
- Fios: são especificados pela NBR 7482:2008 - Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação, fornecidos em forma de rolos devido ao seu pequeno diâmetro (de até 12 mm, mas entre 3 e 8 mm no Brasil) e designados pela sua categoria, relaxação e acabamento superficial;
- Cordoalhas: são agrupamentos de 3 ou 7 fios enrolados em hélice com um eixo longitudinal em comum, especificadas pela NBR 7483:2008 - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação.

Utiliza-se a sigla CP para se referir a um aço de concreto protendido, seguida do seu valor característico da resistência à tração última (em kgf/mm²) e a indicação do tipo de relaxação. A relaxação é um parâmetro que diz respeito à fabricação do aço. Os aços ditos de relaxação baixa, com a sigla RB, apresentam menores perdas por relaxação em relação aos de relaxação normal (RN), devido a um alongamento aplicado a temperatura controlada quando da sua fabricação (CARVALHO, 2012).

A NBR 7483:2008 especifica que, para as cordoalhas atuais de 3 e de 7 fios, existem as categorias 190 e 210 de resistência à tração, sendo o processo de fabricação sempre com a condição de relaxação baixa. Os aços dessas cordoalhas são, portanto, designadas por CP 190 RB e CP 210 RB.

Os parâmetros de resistência para os aços de armaduras ativos abordados na NBR 6118:2014 podem ser visualizados no diagrama tensão-deformação da Figura 20, que é um diagrama simplificado para as verificações de ELU e ELS. Esses parâmetros são:

- f_{ptk} : valor característico da resistência à tração última;
- f_{pyk} : valor característico da resistência ao escoamento convencional que, na falta de resultados experimentais, pode ser estimado por:

$$f_{pyk} = 0,85f_{ptk}, \text{ para aços RN}$$

$$f_{pyk} = 0,90f_{ptk}, \text{ para aços RB}$$

- f_{ptd} : valor de cálculo da resistência à tração última, dado por:

$$f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s}$$

- f_{pyd} : valor de cálculo da resistência ao escoamento convencional, dado por:

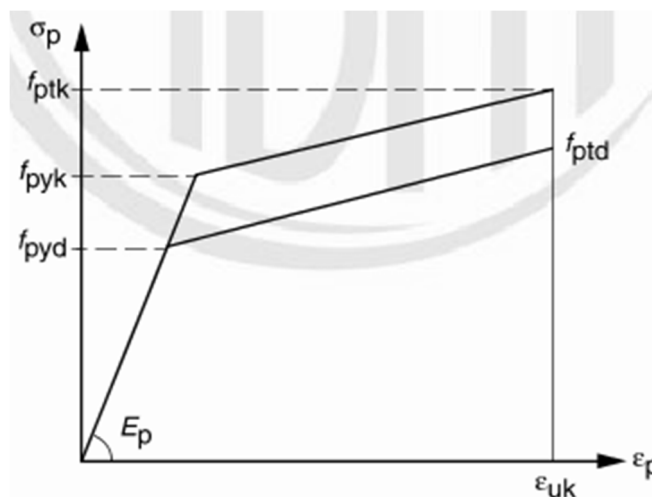
$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s}$$

- γ_s : coeficiente de minoração da resistência do aço: 1,15;
- ε_{uk} : valor característico do alongamento após a ruptura, com valor mínimo de 35‰ para cordoalhas de 3 e 7 fios (NBR 7483:2008);
- ε_{pyd} : valor característico do alongamento no escoamento, dado por:

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p}$$

- E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão.

Figura 20 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativos.



Fonte: NBR 6118, 2014, p. 31.

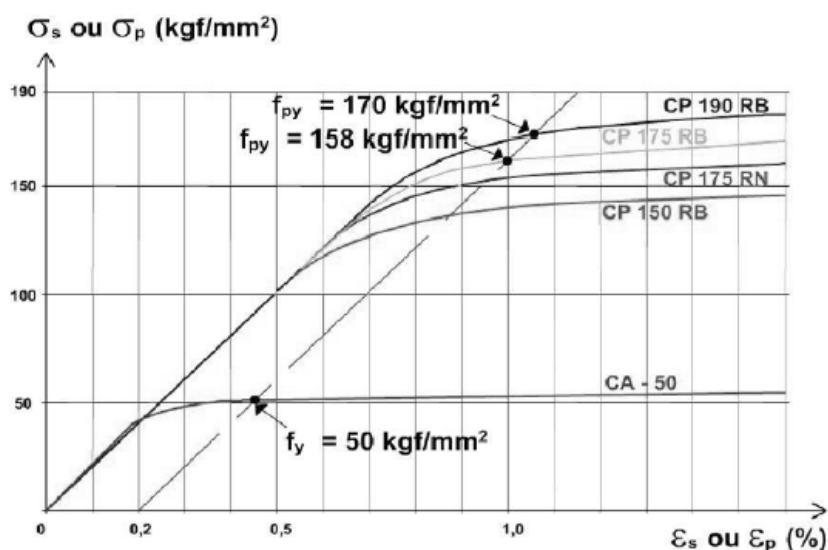
Em projetos especiais e/ou obras de grande porte, é ideal se conhecer as propriedades do material por meio de ensaios prévios. Entretanto, para quando não se dispõe desses dados, a NBR 6118:2014 fornece algumas estimativas. Para um aço CA-50, a resistência característica à tração é de 500 MPa. Para um aço CP 190 RB, conforme apresentado, tem-se que:

- Resistência à tração característica última: $f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$;
- Resistência à tração característica no escoamento: $f_{pyk} = 0,9f_{ptk} = 1710 \text{ MPa}$.

Além de o valor característico de tensão no escoamento ser 3,42 vezes superior, ainda há a diferença de que, para o aço de concreto protendido, considera-se o aumento da tensão após o escoamento, podendo chegar a um valor de até 3,8 vezes a tensão do aço CA-50, no caso do CP 190 RB.

Na Figura 21 a seguir estão apresentados os diagramas tensão-deformação de ensaios com os CA-50, CP 150 RB, CP 175 RN, CP 175 RB e CP 190 RB para comparação.

Figura 21 - Diagramas tensão-deformação de aços de armadura ativa e passiva ($1 \text{ kgf/mm}^2 = 10 \text{ MPa}$).



Fonte: BORTONE, 2013, p. 3.

A NBR 6118:2014 indica que o valor do módulo de elasticidade do aço pode ser considerado como 200 GPa para os fios e cordoalhas, quando não houver a disponibilidade desse dado pelo fabricante ou por ensaios.

4.5. Nível de protensão e tensões limites

A norma brasileira classifica o concreto protendido em três níveis. Para que o concreto seja classificado em um dos níveis, ele deve atender à exigência relativa à fissuração, com base

no Estado Limite de Serviço especificado e a sua respectiva combinação de ações. Essas exigências estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	CAA e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I a CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,4\text{mm}$	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $W_k \leq 0,3\text{mm}$	
	CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,2\text{mm}$	
Concreto protendido nível 1 ou Protensão Parcial	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $W_k \leq 0,2\text{mm}$	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 ou Protensão Limitada	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D*	Combinação quase-permanente
Concreto protendido nível 3 ou Protensão Completa	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D*	Combinação frequente

* A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50 \text{ mm}$.

Fonte: Adaptado da tabela 13.4 da NBR 6118, 2014, p. 80.

Pela Tabela 2, percebe-se que não é exigida protensão completa para peças com pós-tração. Contudo, essa solução é comum em obras de grande porte e com maior exposição aos agentes naturais, como as pontes. Em certos casos, pode-se adotar inicialmente a protensão limitada, mas, em função das necessidades encontradas durante o dimensionamento, a peça pode acabar por atender às exigências do nível 3 de protensão (completa).

Os Estados Limites de Serviço especificados na Tabela 2 para a protensão completa e a limitada referem-se a uma limitação nos valores de tensão no elemento estrutural. Os valores limites de tensão de tração e compressão são indicados por $\bar{\sigma}_t$ e $\bar{\sigma}_c$, respectivamente. Os Estados Limites para protensão completa e limitada são definidos por:

- ELS-F: Estado Limite de Formação de Fissuras:

$$\bar{\sigma}_t = \alpha f_{ctk,inf}$$

em que α vale 1,5 para seções retangulares e 1,2 para seções T e duplo T;

- ELS-D: Estado Limite de Descompressão:

$$\bar{\sigma}_t = 0$$

Com relação às combinações de ações em serviço, vale lembrar que as exigências da tabela 13.4 são referentes apenas à fissuração. Apesar de a norma só exigir a verificação com a combinação rara para a protensão completa, no caso da verificação de tensões de compressão em peças com protensão limitada, deve-se utilizar essa combinação, por ser mais crítica que as combinações frequente e quase-permanente. As verificações quanto a tensões de compressão seguem o ELS-CE – Estado Limite de Compressão Excessiva, com base na resistência do concreto à compressão. Loriggio (2014) indica que, no ato da protensão permite-se que ocorram tensões normais de até 70% da resistência do concreto, e para as situações em serviço, até 60%, conforme recomendado pelo Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB). As verificações no ato consideram apenas o peso próprio da viga, não dependendo portanto de combinação de ações, e deve-se garantir o atendimento ao ELS-F apenas, por ser uma situação de curta duração. As três combinações de ações que devem ser consideradas em projeto estão apresentadas nas Equações 8, 9 e 10.

Equação 8 - Combinação Frequente

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Equação 9 - Combinação Quase-permanente

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Equação 10 - Combinação Rara

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{qj,k}$$

em que:

- $F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
- $F_{gi,k}$: ações permanentes em valor característico;
- $F_{q1,k}$: ação variável principal direta em valor característico;
- $F_{qj,k}$: ações variáveis secundárias em valores característicos;
- Ψ_1 : fator de redução de combinação frequente para ELS;
- Ψ_2 : fator de redução de combinação quase-permanente para ELS;
- m : total de ações permanentes consideradas;

- n : total de ações variáveis consideradas.

Os valores de Ψ para pontes rodoviárias podem ser obtidos pela tabela 6 da NBR 8186:2004, sendo Ψ_1 e Ψ_2 especificados com os valores de 0,5 e 0,3, respectivamente.

Segue a seguir um resumo dos estados limites de serviço, as combinações e as tensões limites utilizadas nas verificações de tensão.

No ato da protensão:

- ELS-F: $\bar{\sigma}_t = \alpha \cdot f_{ctkj,inf}$;
- ELS-CE: $\bar{\sigma}_c = 0,7 \cdot f_{ckj}$.

Em serviço:

- ELS-F – combinação frequente: $\Psi_1 = 0,5$; $\bar{\sigma}_t = \alpha \cdot f_{ctkj,inf}$;
- ELS-D – combinação quase-permanente: $\Psi_2 = 0,3$; $\bar{\sigma}_t = 0$;
- ELS-CE – combinação rara para as bordas comprimidas: $\bar{\sigma}_c = 0,6 \cdot f_{ckj}$

4.6. Traçado dos cabos

Os cabos de protensão devem ser traçados garantindo que o cabo equivalente formado por eles fique dentro de uma região em que as tensões máximas de tração e de compressão em qualquer seção não ultrapassem os limites estabelecidos. Nas vigas pós-tracionadas, as cordoalhas são dispostas dentro de bainhas que possuem certa flexibilidade, permitindo curvaturas no traçado dos cabos. Com isso, pode-se adequar a excentricidade do esforço de protensão de acordo com a necessidade de cada seção de controle. Dessa forma, os traçados utilizados em vigas pós-tracionadas costumam compor trechos retos e parabólicos de cabos, com as excentricidades definidas conforme explicado no item 4.3.

Costuma-se utilizar a parábola de segundo grau para representar a geometria dos trechos curvos dos cabos de protensão, que se aproxima muito de uma catenária⁵ quando um cabo é erguido (LORIGGIO, 2014). Pode-se escrever a equação da parábola que define cada trecho curvo pela Equação 11 em termos da posição longitudinal na viga (x) e a altura do cabo na seção transversal (y).

⁵ A catenária é a curva da função do cosseno hiperbólico. Representa um fio homogêneo, flexível, preso pelas extremidades em dois pontos fixos, e submetido apenas à força da gravidade, contudo é mais complexa de ser calculada.

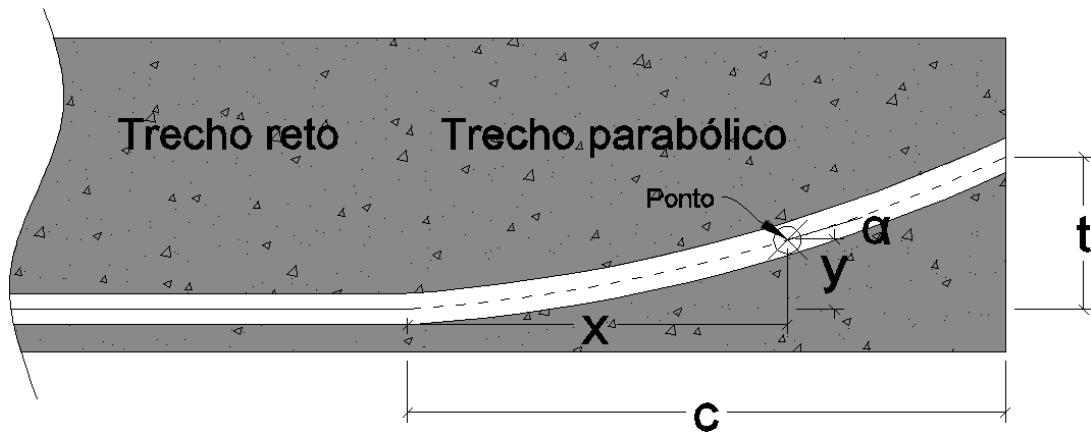
Equação 11 - Geometria da parábola

$$y(x) = \frac{t}{c^2} \cdot x^2$$

em que:

- c : comprimento horizontal do trecho parabólico;
- t : distância vertical entre os pontos inicial e final do trecho.

Figura 22 - Parâmetros geométricos do trecho parabólico.



Fonte: elaborado pela autora.

Derivando a Equação 11, pode-se obter o valor da inclinação em cada ponto (Equação 12). O ângulo α , formado entre o cabo e a direção horizontal, pode ser calculado a partir da aplicação da função arco tangente sobre o valor obtido em radianos.

Equação 12 - Inclinação de um ponto na parábola

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} \therefore \tan \alpha(x) = \frac{2t}{c^2} \cdot x$$

Em casos usuais de vigas retas são definidos ângulos de até 30° para os cabos de protensão (LORIGGIO, 2014).

Para evitar a destruição das bainhas de protensão e o esmagamento local do concreto, o traçado dos cabos deve atender a uma curvatura mínima (SCHMID, 1998). A NBR 6118:2014, no item 18.6.1.2, especifica que devem ser estabelecidos raios de curvatura mínimos para as armaduras de protensão experimentalmente, mas que, caso se deseje dispensar essa verificação, basta que o raio de curvatura seja superior a 12m, quando se utilizam cordoalhas. Klein (2002) indica raios mínimos de curvatura recomendados e admissíveis para diferentes tipos de cabo com bainhas corrugadas (Tabela 3), apresentados por Pfeil no volume 2 do seu livro Concreto Protendido. Collins e Mitchell (1987) fornecem alguns valores de raio mínimo em

função do diâmetro da bainha (Tabela 4). A empresa Rudloff especifica também raios de curvatura mínimos para seus cabos com cordoalhas de 7 fios, de 12,7 mm e 15,2 mm, e relaxação baixa, conforme indicado na Tabela 5.

Tabela 3 - Raios de curvatura recomendados e admissíveis para cabos de protensão.

Cabo	r_{\min} (m)	
	Recomendado	Admissível
12 ϕ 5 mm	4	3,5
12 ϕ 7 mm	5	3,5
12 ϕ 8 mm	6	3,5
6 ϕ 12,7 mm	6	3,5
12 ϕ 12,7 mm	8	5
19 ϕ 12,7 mm	8	5
12 ϕ 15,2 mm	8	5

Fonte: PFEIL, 1983 apud KLEIN, 2002, p. 37.

Tabela 4 - Raio de curvatura mínimo em função do diâmetro do bainha.

d_d (mm)	45-55	65-80	85-95	100-110
min R (m)	3.5	4.5	5.0	7.0

Fonte: COLLINS e MITCHELL, 1987.

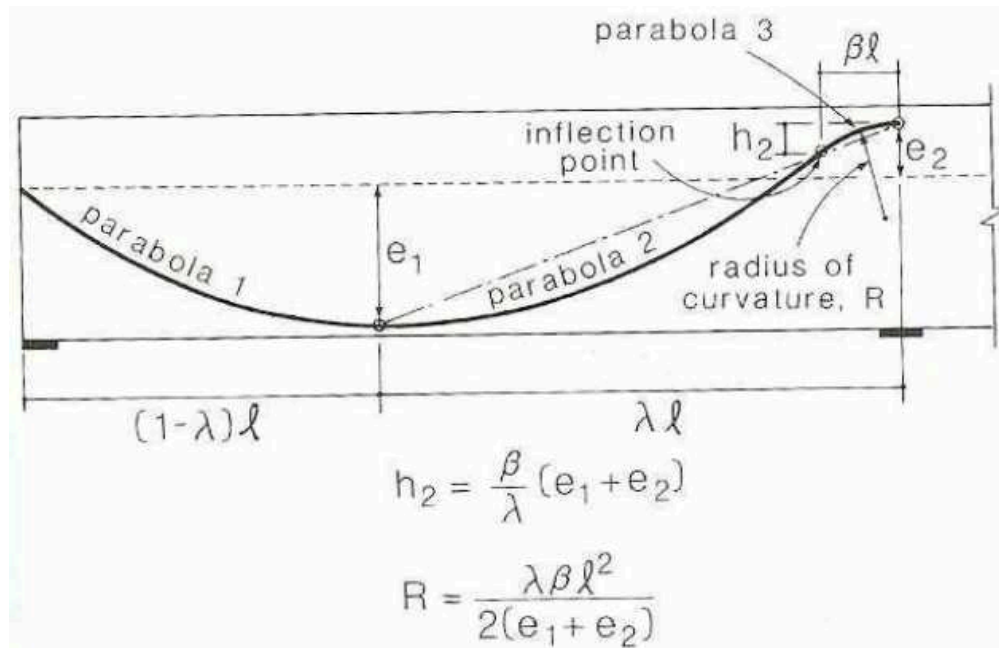
Tabela 5 - Raio de curvatura mínimo para diferentes cabos de protensão.

cabo	4 \emptyset 12,7	6-7 \emptyset 12,7	12 \emptyset 12,7	19-22 \emptyset 12,7	27-31 \emptyset 12,7
raio "R"	5,0m	6,0m	8,0m	11,0m	14,0m
cabo	4 \emptyset 15,2	6-7 \emptyset 15,2	12 \emptyset 15,2	19-22 \emptyset 15,2	27-31 \emptyset 15,2
raio "R"	8,0 m	9,0 m	12,0 m	16,0 m	21,0 m

Fonte: adaptado de SCHMID, 1998, p. 5.

Dados os valores de referência, o raio de curvatura efetivo em cada cabo pode ser calculado pela teoria apresentada por Collins e Mitchell (1987), conforme mostra a Figura 23 a seguir.

Figura 23 - Parâmetros geométricos e equações para o cálculo do raio de curvatura dos cabos de protensão.

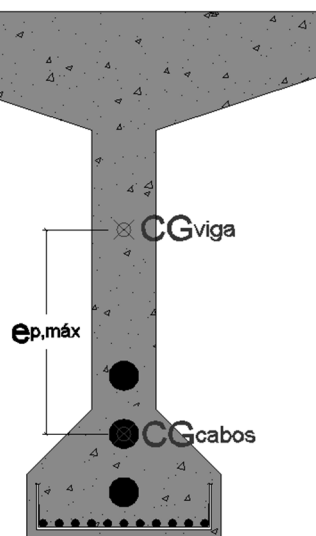


Fonte: COLLINS e MITCHELL, 1987.

4.7. Peso próprio gratuito e não gratuito

Com a força de protensão excêntrica ao centro geométrico da seção transversal, a viga passa a trabalhar em flexo-compressão, pois além da compressão normal induzida pelos cabos (P/A), surgem tensões normais por flexão ($P \cdot e_p/W$). Dessa forma, costuma-se posicionar os cabos de protensão o mais distante possível do centro de gravidade da viga para aumentar o braço de alavanca da força P , a fim de reduzir a quantidade de cordoalhas necessárias e otimizar o uso do aço. Entretanto, devido às exigências de cobrimento das armaduras, espaço para posicionamento de estribos e uma previsão de armadura passiva, além das distâncias mínimas exigidas entre os cabos, há uma distância máxima $e_{p,máx}$ para o centro geométrico do cabo equivalente em relação ao centro geométrico da seção da viga. A partir das equações de tensão adotadas para o pré-dimensionamento, pode-se calcular o esforço de protensão mínimo necessário ($P_{mín}$), considerando o cabo equivalente em $e_{p,máx}$.

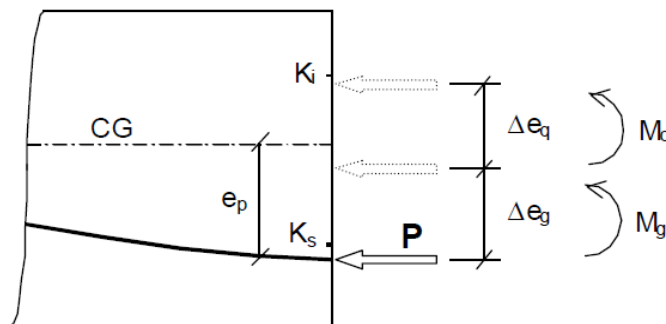
Figura 24 - Excentricidade máxima do cabo equivalente na viga.



Fonte: elaborado pela autora.

O momento fletor devido ao peso próprio, generalizado pela nomenclatura M_g , pode ser representado por uma mudança no ponto de atuação do esforço de protensão (Δe_g), conforme mostrado na Figura 25, que também demonstra a mudança da posição de P pela atuação do momento acidental, com Δe_q .

Figura 25 - Mudança do ponto de aplicação do esforço P pela atuação das cargas permanentes e acidentais.



Fonte: KLEIN, 2002, p. 23.

No ato da protensão, em que só atuam o esforço de protensão e o peso próprio, P_0 é crítico para a viga. Especialmente nessa etapa, em que o esforço é máximo, a tensão normal de tração causada por $P_0 \cdot e_p / W$ em uma borda superior da região central do vão da viga, por exemplo, pode superar a tensão normal de compressão devida ao peso próprio (M_{g1} / W) e a compressão normal induzida pelos cabos (P/A). Deve-se garantir que, com a mudança no ponto de atuação de P_0 devido a M_{g1} , o esforço P se concentre dentro de uma certa região para que não ocorram tensões de tração acima do limite. Essa região é chamada de núcleo central de

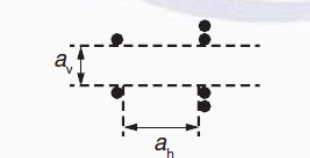
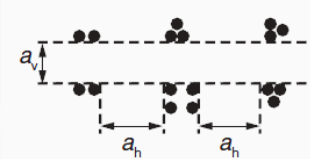
inércia, quando não se quer obter tensões de tração, ou núcleo limite, em que as tensões ficam abaixo de um limite desejado.

Quando não é possível posicionar o cabo equivalente em $e_{p,máx}$ e garantir que o esforço atue dentro da região desejada, diz-se que o peso próprio é gratuito. Nesse caso, é necessário utilizar uma distância e_p menor do que se poderia pelas exigências de cobrimento e espaçamentos. E como o braço de alavanca diminui, o esforço deverá ser maior que o esforço P_{min} calculado anteriormente, com a necessidade de se colocar mais cordoalhas.

É necessário ter uma noção das dimensões dos cabos de protensão e das restrições que definirão a posição do centro de gravidade do cabo equivalente, formado por todos os cabos que passam em uma determinada seção de controle. Com base nisso, pode-se estimar uma excentricidade máxima mais próxima do valor efetivo, que dependerá do número exato de cabos e o diâmetro desses.

Os catálogos dos fabricantes de aços de protensão costumam trazer as dimensões mínimas necessárias das distâncias entre cabos e até as faces da viga na região das ancoragens, para garantir boa distribuição de tensões. A NBR 6118:2014 prescreve espaçamentos mínimos entre armaduras ativas e passivas, além dos cobrimentos necessários em função da classe de concreto adotada.

Figura 26 - Espaçamentos mínimos na pós-tração.

Disposição das bainhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 1,2 \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
onde ϕ_{ext} é o diâmetro externo da bainha.		

Fonte: tabela 18.1 da NBR 6118, 2014, p. 154.

4.7.1. Curvas-limite

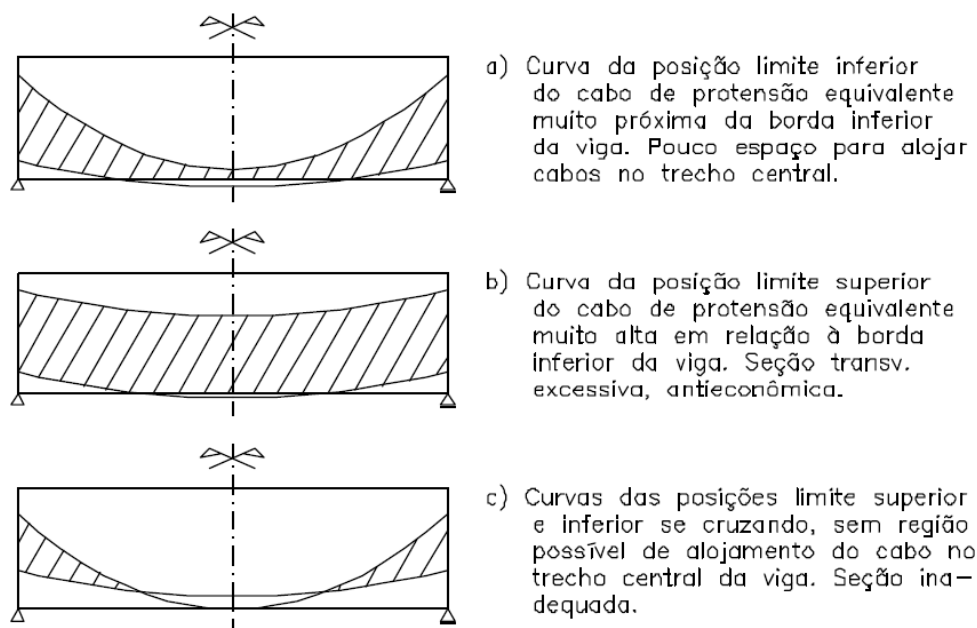
As curvas-limite são um artifício utilizado para auxiliar na etapa de traçado dos cabos. Sabe-se que o cabo equivalente, que representa o centro de gravidade de todos os cabos em

cada seção, deve estar posicionado de forma a não gerar tensões de tração ou compressão fora dos valores limites. Com as equações de tensões nas bordas superior e inferior e $\bar{\sigma}_t$ e $\bar{\sigma}_c$ definidos, isola-se a excentricidade do cabo equivalente (e_p) para obter os valores máximos em cada seção de controle. A região formada entre as curvas-limite da borda inferior e da borda superior é ideal para o traçado dos cabos.

Como há combinações distintas e etapas de projeto diferentes para se verificar as tensões, poderiam ser traçadas várias curvas. Contudo, isso acarretaria muito trabalho e nenhuma garantia de que a região encontrada será a solução final para o traçado. Costuma-se utilizar uma curva para cada borda, geralmente com as equações de tensão de tração, para se ter uma primeira noção do traçado. Com isso, a probabilidade de que ocorram problemas na verificação final de tensões nas seções de controle é reduzida. Mas o êxito no uso das curvas-limite vai depender se a estimativa das perdas de protensão foi condizente com os valores efetivos, que só podem ser calculados após a definição do traçado.

A visualização das curvas-limite pode ser importante para se verificar o caso de peso próprio gratuito. Quando isso acontece, as curvas das bordas opostas se cruzam e nenhuma região possível para o traçado se forma. Com isso, deve-se aumentar o esforço de protensão para que as curvas se afastem. Os casos indesejados para as curvas-limite estão apresentados na Figura 27 a seguir, em que as hachuras nas vigas indicam as regiões em que se poderia traçar o cabo equivalente.

Figura 27 - Arranjos indesejáveis para as curvas-limite das bordas superior e inferior.



Fonte: KLEIN, 2002, p. 36.

4.8. Perdas de protensão

Sabe-se que o esforço aplicado pelo macaco hidráulico no ato da protensão não é o esforço efetivo que se deve considerar na respectiva viga. Esse esforço varia ao longo do eixo longitudinal do elemento e também ao longo do tempo. Nos projetos de estruturas protendidas é necessário conhecer o valor da força aplicada nas vigas em cada etapa de verificação de dimensionamento (P_t) e em cada seção de controle. Para isso, devem ser consideradas as perdas de protensão, que se dividem em duas parcelas: as perdas imediatas e as progressivas. As perdas imediatas são aquelas que ocorrem por ocasião da protensão. Imediatamente após a aplicação do macaco hidráulico, o esforço presente na viga (P_0) é uma parcela menor que a aplicada (P_i), pois já ocorreram perdas por atrito, acomodação das ancoragens e encurtamento elástico do concreto. Ao longo da vida de projeto, o esforço também não é constante, pois ocorrem perdas progressivas em função da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço. O menor valor do esforço ao longo do tempo ocorre para o final da vida de projeto, e costuma ser designado por tempo infinito (P_∞).

4.8.1. Perdas imediatas

4.8.1.1. Perdas imediatas por atrito

O esforço de tração aplicado no cabo de protensão faz com que ele tenha uma tendência a reduzir a sua curvatura. Como esse movimento vertical é impedido pelo concreto adjacente às bainhas, surgem forças normais ao eixo do cabo que, segundo a Lei de Coulomb (Equação 13), induzem uma força de atrito (F_a) contrária à força aplicada no sentido do cabo (P). Com isso, o esforço de protensão é reduzido pelas perdas por atrito à medida que se afasta da ancoragem ativa.

Equação 13 - Lei de Coulomb para a força de atrito estático

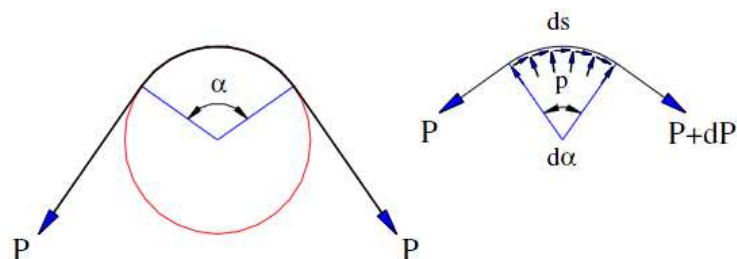
$$F_a = \mu_e \cdot N$$

em que:

- μ_e : coeficiente de atrito estático entre os materiais da superfície de contato;
- N : força de reação normal ao apoio.

Na Figura 28 é apresentada a analogia utilizada para representar a perda por atrito que ocorre devido à força longitudinal induzida no contato cabo-bainha.

Figura 28 - Analogia de polia e correia para cálculo de atrito.



Fonte: MENEGATTI, 2004, p. 11.

No caso dos trechos retos não há efeito de força normal ao seu eixo. Contudo, também existem perdas por atrito nessas regiões. Ao longo de todo o traçado dos cabos existem ondulações chamadas “parasitárias”, que representam desvios de trajetória ocasionados pela colocação das armaduras (CARVALHO, 2012).

Para uma viga pós-tracionada, o esforço de protensão com as perdas por atrito pode ser calculado para um determinado ponto x da viga pela Equação 14:

Equação 14 - Esforço de protensão com perdas por atrito

$$P(x) = P_i \cdot e^{-(\mu \cdot \sum \alpha + K \cdot x)}$$

em que:

- μ : coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha (1/radianos);
- $\sum \alpha$: valor acumulado da mudança de inclinação do cabo de protensão no trecho considerado (radianos);
- K : coeficiente de perdas por metro, devido a ondulações parasitas.

Os valores médios dos coeficientes μ e K podem ser obtidos juntamente com os catálogos dos fabricantes de aços para protensão. A NBR 6118:2014 também indica que, na falta do valor de K , pode-se utilizar 1% do valor do coeficiente de atrito para estimar o seu valor.

Dados os valores acumulados de α pela equação do trecho curvo do cabo equivalente e a posição em x das seções de controle, o esforço $P(x)$ pode ser calculado em cada seção. Apesar de o valor x se referir a um comprimento de cabo, que pode ser curvo, costuma-se utilizar o comprimento reto da distância horizontal entre o ponto inicial e o ponto final do trecho analisado, de forma aproximada.

4.8.1.2. Perdas imediatas por acomodação da ancoragem

Após a aplicação da protensão, quando o dispositivo é solto, ocorre uma deformação devido à entrada do cabo de protensão pela sua tendência ao encurtamento. As cunhas de aço, que transferem o esforço para o cabo, penetram nos furos da placa de ancoragem (KOERICH, 2004), o que promove uma queda de tensão no cabo. As empresas que operam equipamentos para a aplicação da protensão costumam fornecer os valores médios dessa penetração, que deve ser utilizado para o cálculo das perdas de protensão.

Para se obter o gráfico do esforço de protensão com as perdas por atrito e acomodação da ancoragem, parte-se do gráfico do esforço com as perdas por atrito e desconta-se uma área, calculada pela Equação 15. Sabe-se que, com as perdas por acomodação, o gráfico final será um espelhamento do gráfico anterior, em relação ao eixo horizontal.

Equação 15 - Área de perdas por acomodação da ancoragem

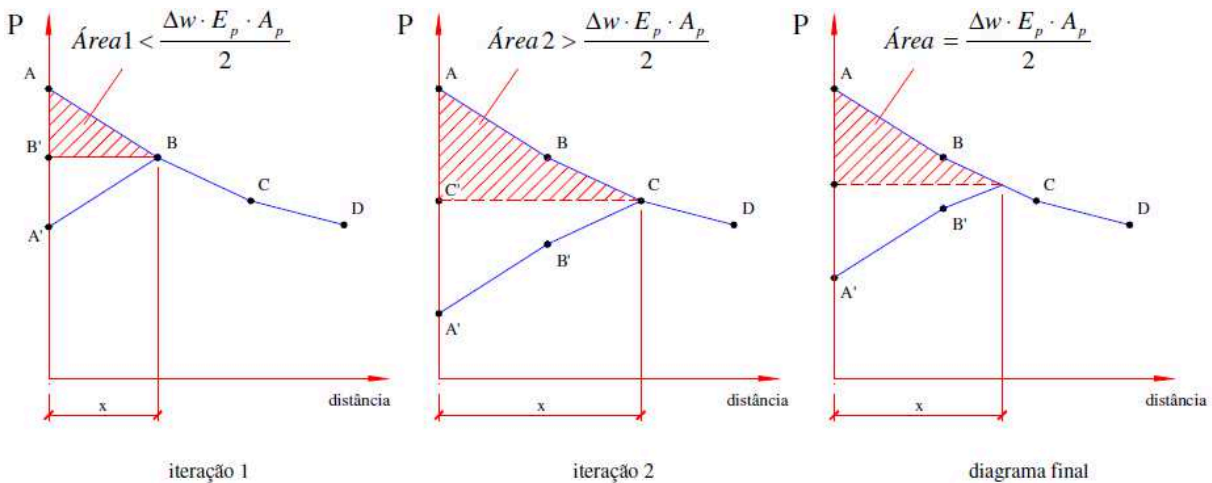
$$\text{Área total} = \delta \cdot E_p \cdot A_p$$

em que:

- δ = penetração média das cunhas durante a protensão (m);
- E_p = módulo de elasticidade da armadura de protensão (kPa);
- A_p = área de armadura ativa (m²).

Com a área total calculada, parte-se para um processo de tentativas, até se obter o ponto em que o gráfico do esforço de protensão com as perdas por acomodação intercepte o gráfico anterior, em que se considerou apenas as perdas por atrito. A área formada entre esses gráficos deve ser equivalente à área total calculada. Esse processo está representado na Figura 29, em que, após duas tentativas, o resultado convergiu e mostrou que o ponto de cruzamento entre os dois gráficos se encontrava entre os pontos B e C. O coeficiente δ é referenciado por Menegatti (2004) como Δw .

Figura 29 - Processo iterativo para obter a área equivalente às perdas por acomodação da ancoragem.



Fonte: MENEGATTI, 2004, p. 22.

Quando a protensão é aplicada nas duas extremidades da viga, o gráfico de perdas por acomodação é simétrico em relação ao eixo da viga.

4.8.1.3. Perdas imediatas por encurtamento elástico do concreto

Ao se aplicar o pré-alongamento no cabo de uma viga em que um outro cabo foi protendido previamente, essa operação irá “afrouxar” o cabo anterior. Esse efeito será sentido até o penúltimo cabo a ser protendido na viga (cabo $n - 1$). Como uma boa aproximação para o cabo equivalente, pode-se utilizar um valor médio de perda de protensão, a partir da variação de tensão, calculada conforme a Equação 16.

Equação 16 - Variação média de tensão na armadura pelo encurtamento elástico do concreto

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n - 1)}{2n}$$

em que:

- $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}}$;
- $\sigma_{cp} = P \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{ep^2}{I_c} \right) \rightarrow$ Tensão no centro de gravidade da armadura devido à protensão dos cabos; com P o valor do esforço de protensão já considerando as perdas por atrito e acomodação da ancoragem;
- $\sigma_{cg} = \frac{Mg1.ep}{I_c} \rightarrow$ Tensão no centro de gravidade da armadura devido ao peso próprio da viga;
- n : número de cabos de protensão.

Com isso, a perda de protensão devida ao encurtamento do concreto será dada por:

Equação 17 - Variação no esforço de protensão pelo encurtamento elástico do concreto

$$\Delta P_{\text{encurtamento elástico}} = \Delta \sigma_p \cdot A_p$$

4.8.2. Perdas progressivas

A estimativa das perdas progressivas é abordada na NBR 6118:2014 com três opções de cálculo: o processo simplificado, o processo aproximado e o método geral. Tendo em vista a aplicação no presente trabalho, estudou-se a teoria apresentada para o processo simplificado, que permite calcular o esforço em qualquer idade t desejada, sendo melhor que o processo aproximado e mais prático que o método geral de cálculo.

Equação 18 – Variação na tensão de protensão para cálculo das progressivas pelo processo simplificado da NBR 6118:2014

$$\Delta \sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

em que:

- t : é a idade fictícia do concreto em que se deseja calcular as perdas de protensão (em dias);
- t_0 : é a idade fictícia do concreto em que o efeito da retração começa a ser considerado;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: deformação específica de retração;
- $\varphi(t, t_0)$: coeficiente de fluência do concreto;
- E_p : módulo de elasticidade do aço;
- $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \rightarrow$ relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (inicial, 28 dias);
- $\sigma_{c,p0g} = P \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{ep^2}{I_c} \right) - \frac{Mg1.ep}{I_c} \rightarrow$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente no instante t_0 , sendo positiva se de compressão;
- $\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} \rightarrow$ é a tensão no cabo equivalente, no ato da protensão;
- $\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] \rightarrow$ é o coeficiente de fluência do aço;
- $\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \left(\frac{t-t_0}{41,67} \right)^{0,15} \rightarrow$ é o coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

- Ψ_{1000} : relaxação de fios e cordoalhas, após 1000 h, a 20°C, para tensões σ_{p0} variando de 0,5 a $0,8f_{ptk}$, obtido por interpolação linear da tabela 8.4 da NBR 6118:2014;
- $\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$;
- $\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$;
- $\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}$;
- $\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \rightarrow$ é a taxa geométrica da armadura de protensão.

A variação de tensão $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ calculada indica a diferença entre a tensão na idade t_0 (P_0) e na respectiva idade considerada (P_t). Portanto, basta subtraí-la do esforço P_0 com as perdas imediatas já calculadas para se obter o esforço P_t , em cada seção de controle.

Para o cálculo da deformação específica de retração e o coeficiente de fluência em $t = \infty$, pode-se utilizar a tabela 8.2 da NBR 6118:2014 quando as tensões no primeiro carregamento são menores que $0,5f_c$. É necessário conhecer a umidade média do ambiente, a espessura fictícia (Equação 19) e a idade t_0 . Contudo, para se obter os valores em outras idades t desejadas, é necessário utilizar o Anexo A da norma.

Equação 19 - Espessura fictícia pelo Anexo A da NBR 6118:2014

$$h_{fic} = \gamma \cdot 2 \cdot \frac{A_c}{u}$$

em que:

- $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \rightarrow$ é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%);
- A_c : é a área da seção transversal de concreto, na idade avaliada;
- u : é o perímetro da seção transversal de concreto, na idade avaliada.

4.9. Representação da protensão

Três métodos podem ser utilizados para representar a protensão, descritos a seguir.

4.9.1. Protensão como um conjunto de esforços solicitantes equivalentes

A representação da protensão como esforços solicitantes prevê o cálculo das tensões na seção considerando a parcela de esforço normal causada pela força P aplicada, bem como o momento devido à excentricidade do ponto de aplicação em relação ao CG da viga.

Esse método é utilizado na verificação de tensões em cada seção de controle em vigas isostáticas. Ele permite incluir facilmente as perdas de protensão nos cálculos, através da informação do esforço efetivo em cada seção, para cada idade avaliada. A sua aplicação não é válida para as estruturas hiperestáticas.

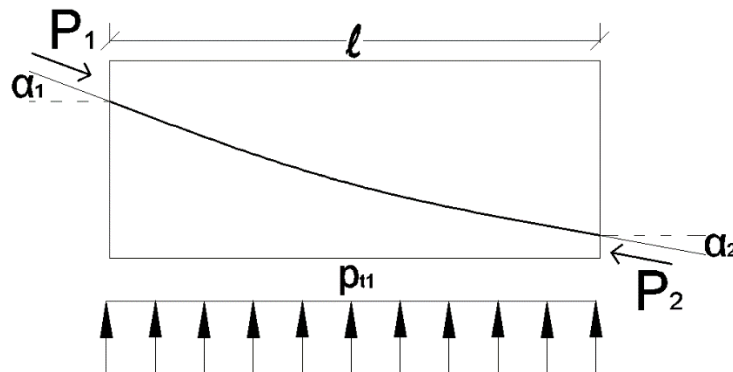
4.9.2. Protensão como um campo de deformações iniciais

Pode-se interpretar a protensão na viga como um campo de deformações iniciais (pré-alongamentos). Esse é o procedimento utilizado nas verificações ELU e também muito empregado para outras verificações em programas computacionais.

4.9.3. Método dos carregamentos externos equivalentes

Esse método costuma ser utilizado na determinação de flechas e na resolução de estruturas hiperestáticas. O efeito da protensão na viga é modelado como um carregamento uniformemente distribuído que, no caso de estruturas hiperestáticas, já representa a soma dos momentos isostáticos e hiperestáticos de protensão. O cálculo desse carregamento pode ser feito por trechos de viga entre duas seções de controle, conforme as equações e figuras mostrados a seguir. Os ângulos inicial e final do cabo mostrados na Figura 30 representam os sentidos considerados positivos.

Figura 30 - Convenção para o carregamento equivalente no trecho $i=1$.



Fonte: elaborado pela autora.

Equação 20 - Carregamento equivalente uniformemente distribuído no trecho i

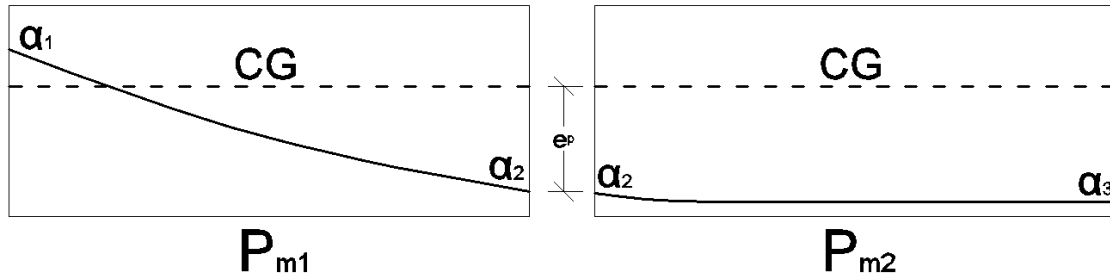
$$p_{t,i} = \frac{P_{m,i}(\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2)}{\ell_i}$$

Equação 21 - Esforço de protensão médio no trecho i

$$P_{m,i} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2}$$

O carregamento equivalente é auto-equilibrado. Dessa forma, é necessário considerar as variações de esforços que existem entre os trechos analisados.

Figura 31 - Variação de geometria e protensão entre trechos.



Fonte: elaborado pela autora.

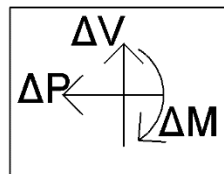
Equação 22 - Variação de esforços entre trechos

$$\Delta P = |P_{m,i}| - |P_{m,i+1}|$$

$$\Delta V = (|P_{m,i}| - |P_{m,i+1}|) \cdot \operatorname{tg} \alpha_2$$

$$\Delta M = |P_{m,i} \cdot e_p| - |P_{m,i+1} \cdot e_p|$$

Figura 32 - Convenção de sentidos positivos para a variação de esforços.



Fonte: elaborado pela autora.

Para se ter maior precisão em relação à consideração das perdas de protensão, os carregamentos equivalentes podem ser divididos em trechos de menor comprimento, onde o esforço P é tomado como um valor médio entre os valores das extremidades do trecho.

4.10. Critérios de pré-dimensionamento de tabuleiro com vigas protendidas

Alguns critérios de pré-dimensionamento da seção transversal de tabuleiros com vigas protendidas encontrados na bibliografia são apresentados a seguir.

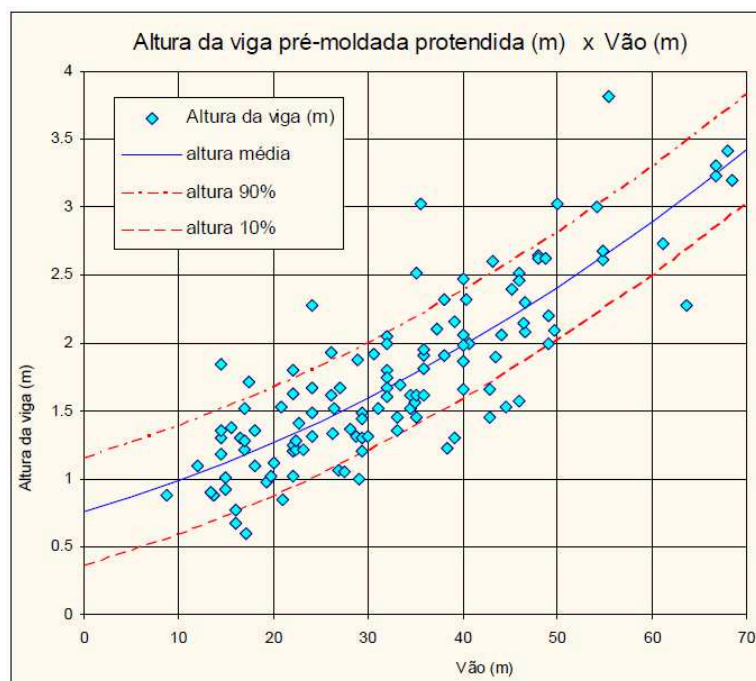
O conhecimento de dados de pontes reais construídas, com suas alturas e diferentes vãos, é de grande valia para se estimar uma seção transversal para os cálculos iniciais de dimensionamento. Como cada projeto é diferente um do outro, obviamente podem ser necessárias adaptações nos valores previamente estimados, de acordo com os resultados obtidos em cada etapa de cálculo.

Thomaz (2014) apresenta em sua apostila “Pontes: vigas pré-moldadas” uma equação para se obter valores médios de alturas de vigas em função do vão (Equação 23), o que também pode ser visualizado pelo gráfico da Figura 33.

Equação 23 - Correlação entre a altura média de vigas pré-moldadas e seus vãos

$$H_{média} = 0,00025.L^2 + 0,02065.L + 0,75434$$

Figura 33 – Dados reais de alturas de vigas pré-moldadas protendidas com diferentes vãos.

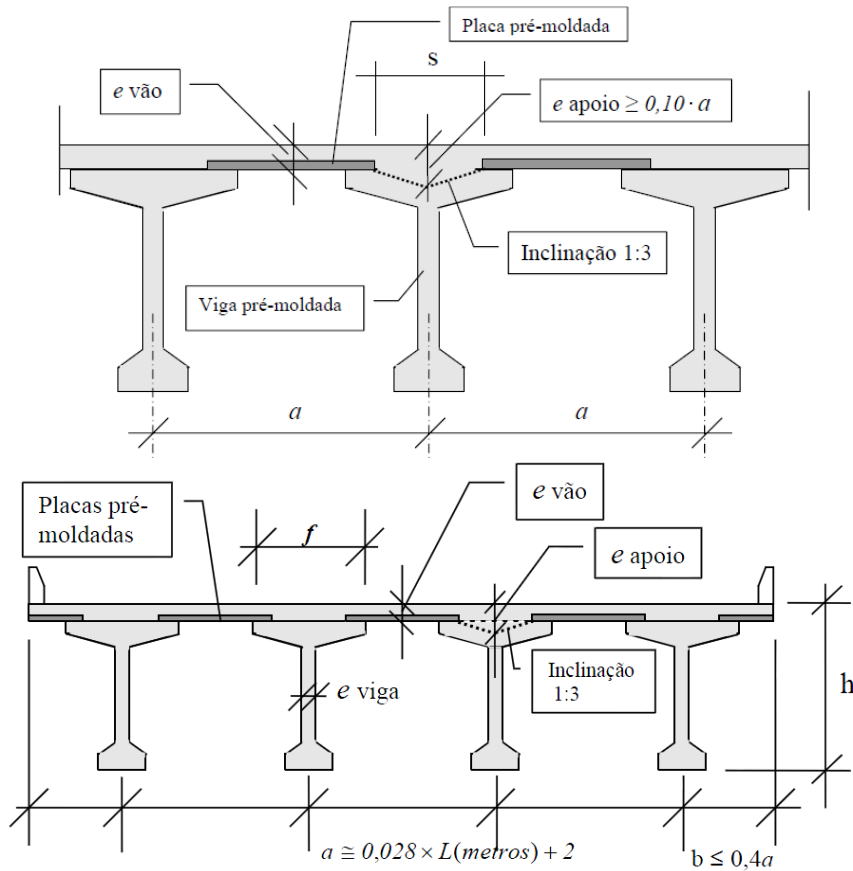


Fonte: THOMAZ, 2014, p. 2.

Ântônio Neto (2014) indica relações entre vão e altura da viga de 15 a 20 para pontes rodoviárias em concreto protendido, sendo feitas vigas geralmente de até 45m. Para Spernau (2012), essas relações podem variar de 12 a 18.

Com relação ao pré-dimensionamento das lajes, Spernau (2012) indica uma espessura de $0,015\ell + 12$ cm, em que ℓ é o vão em centímetros entre as longarinas, com um valor mínimo de espessura fixado em 15 cm. Thomaz (2014) especifica para as lajes a dimensão e_{apoio} , definida conforme a Figura 34, e deve ser de no mínimo 10% da distância entre os eixos das vigas principais. O autor também indica a espessura total da laje com o valor $e_{vão}$ de aproximadamente 60% do valor de e_{apoio} e não inferior a 17 cm.

Figura 34 - Critérios de pré-dimensionamento de tabuleiro com vigas pré-moldadas protendidas



Fonte: THOMAZ, 2014, p. 3.

Dado que L é o comprimento total das longarinas, outros parâmetros são indicados por Thomaz (2014):

- a : distância entre os eixos das vigas principais:

$$a(m) \geq 0,028 \times L(m) + 2m$$

- f : largura da mísula superior da viga: a adoção de valores mínimos visa reduzir a possibilidade de flambagem lateral da viga inicial (pré-moldada):

$$f \geq \left\{ \begin{array}{l} (L/100) \cdot h \\ L/30 \end{array} \right\}$$

- s : distância entre as bordas das placas pré-moldadas:

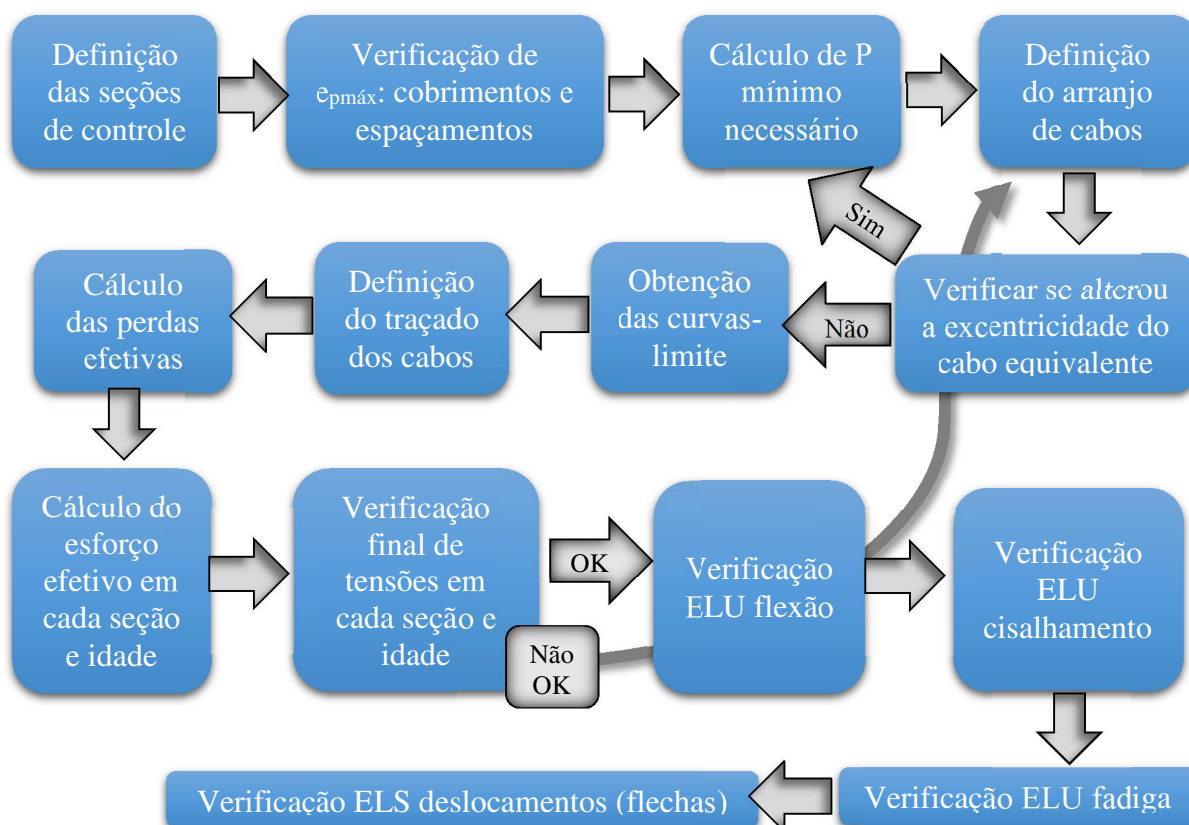
$$s \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \cdot (e_{apoio} - e_{vão}) \\ 0,4a \end{array} \right\}$$

- e_{viga} (largura da alma da viga): no mínimo 19 cm para garantir a concretagem adequada na região em que os cabos passam pela alma;
- Largura da mísula inferior: aproximadamente 3 vezes a largura da alma.

4.11. Etapas de dimensionamento

Para iniciar com a sequência de dimensionamento, deve-se ter todos os dados referentes à resistência do concreto, o tipo de cimento a ser empregado, a geometria da seção transversal resistente em cada etapa de projeto, ou seja, qualquer informação pertinente ao dimensionamento, além dos resultados dos esforços obtidos da análise estrutural. Com isso, pode-se dar sequência aos itens apresentados a seguir.

Figura 35 - Sequência de dimensionamento da longarina.



Fonte: elaborado pela autora.

Além das decisões de projeto mostradas na Figura 35, conforme os resultados obtidos pode-se constatar a necessidade de alterações na geometria da seção transversal. As verificações quanto a flexão, cisalhamento, fadiga e flechas, caso não sejam atendidas, exigem que sejam avaliadas as áreas efetivas de armaduras longitudinais e transversais.

4.11.1. Estimativa do esforço mínimo de protensão necessário

A partir da equação de tensões normais na borda inferior da seção transversal crítica, pode-se obter o valor mínimo do esforço necessário para que a tensão normal atenda ao limite estabelecido, de acordo com a combinação de ações empregada. As definições das equações de

tensão normal apresentadas no item 3.3 se aplicam aos casos em que a seção considerada para a viga é concretada em apenas uma etapa e podem-se sobrepor todos os carregamentos atuantes para as análises no ato da protensão e em serviço. Para o caso em que se considera as lajes da ponte como mesa colaborante na viga, devem ser feitas algumas considerações a mais, que estão apresentadas no Capítulo 5.

4.11.2. Definição do arranjo de cabos

Com as perdas e o esforço de protensão P_{∞} estimados, é possível determinar o número de cordoalhas necessárias para atender à equação de tensões adotada. Esse valor depende do esforço aplicado inicialmente em cada cordoalha pelo macaco de protensão (p_i), calculado por:

$$p_i = \sigma_{pi} \cdot A_{cord}$$

onde σ_{pi} é uma tensão limite que pode ser aplicada pelo macaco hidráulico, estabelecida pela NBR 6118:2014, e A_{cord} é a área nominal da cordoalha adotada. A NBR 7483:2008 especifica as áreas nominais de 100,9mm² e 143,4mm² para as cordoalhas de sete fios com diâmetros nominais de 12,7mm e 15,2mm, respectivamente. Os valores limites de tensão são definidos pela NBR 6118:2014 para armaduras pré-tracionadas e pós-tracionadas, de relaxação normal ou baixa, especificados a seguir. A norma ainda determina regras para cordoalhas engraxadas e aços fornecidos em barras, que não foram contemplados no presente trabalho.

$$\sigma_{pi}(\text{Pré} - \text{tracionadas}, RN) \leq \begin{cases} 0,77f_{ptk} \\ 0,90f_{pyk} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi}(\text{Pré} - \text{tracionadas}, RB) \leq \begin{cases} 0,77f_{ptk} \\ 0,85f_{pyk} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi}(\text{Pós} - \text{tracionadas}, RN) \leq \begin{cases} 0,74f_{ptk} \\ 0,87f_{pyk} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi}(\text{Pós} - \text{tracionadas}, RB) \leq \begin{cases} 0,74f_{ptk} \\ 0,82f_{pyk} \end{cases}$$

Para o caso do CP 190 RB:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot 1900 = 1406,0 \text{ MPa} \\ 0,82 \cdot (0,9 \cdot 1900) = \mathbf{1402,2 \text{ MPa}} \end{cases}$$

Pode-se analisar, para o caso das armaduras pós-tracionadas de baixa relaxação, que essas relações para o cálculo de σ_{pi} são semelhantes, pois a segunda deriva da estimativa

sugerida pela norma de que f_{pyk} é 90% do valor de f_{ptk} , portanto deveriam fornecer o mesmo valor de tensão. Entretanto, o valor de tensão limite em relação a f_{pyk} deveria ser de 0,82222(...) segundo a relação. O valor normalizado foi arredondado para 0,82 e, dessa forma, o segundo parâmetro de limite para σ_{pi} sempre será inferior ao primeiro. Vale ressaltar que, nos casos em que se dispõe de dados de ensaios, não se utiliza essa relação entre as resistências à tração características e, assim, o parâmetro da tensão inicial limite em relação a f_{ptk} pode resultar num valor inferior ao segundo.

Após calcular o esforço p_i , basta dividir o esforço P_i total pelo esforço de cada cordoalha. Com o número de cordoalhas calculado, pode-se escolher a quantidade de cabos e o número de cordoalhas de cada um. Os fabricantes de aço para protensão fornecem modelos de cabos com certas quantidades de cordoalhas em seus catálogos. Dependendo da solução adotada, a excentricidade do cabo equivalente pode ser diferente da estimada inicialmente e, portanto, essa etapa pode requerer um cálculo iterativo, até convergir em um arranjo de acordo com o catálogo do fabricante, a tensão e o esforço necessários.

4.11.3. Verificação final das tensões nas seções de controle

Após a definição exata da quantidade de cordoalhas, posição do cabo equivalente e cálculo das perdas de protensão em cada seção de controle, pode-se fazer a verificação das tensões nas bordas superiores e inferiores, no ato da protensão, em serviço ou ainda em outras fases de projeto que se desejar verificar.

5. MÉTODO CONSTRUTIVO

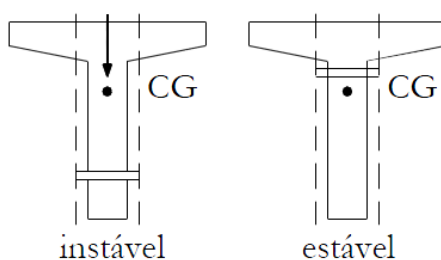
Neste capítulo tem-se uma abordagem acerca da construção da superestrutura de pontes com vigas pré-moldadas. As informações aqui contidas serviram de base para as etapas de dimensionamento das longarinas, pois foram necessárias para se determinar os carregamentos, as propriedades geométricas e dos materiais em diversas etapas da construção e operação da ponte, podendo-se avaliar as etapas mais críticas.

5.1. Construção com vigas pré-moldadas

Entre as vantagens do uso de vigas pré-moldadas em tabuleiros de pontes, Pinho, Regis e Araújo (2009) destacam o melhor controle durante a execução, a otimização do uso de formas, a possibilidade de executar as vigas enquanto a infraestrutura da ponte ainda é feita e a ausência dos cimbramentos. Segundo os autores, o emprego da pré-moldagem se desenvolveu mais intensamente no Brasil na década de 50, junto com o avanço dos sistemas de transporte e montagem das estruturas, além do concreto protendido. Contudo, essa técnica já estaria sendo utilizada em vigas de concreto para pontes desde os anos 30.

Quanto ao lançamento das vigas principais que já foram concretadas e protendidas no canteiro de obras, é comum se fazer o içamento com o auxílio de guindastes. Para vigas simplesmente apoiadas, os pontos de apoio do guindaste localizam-se próximos às extremidades da viga. No caso do modelo proposto para esse trabalho, com balanços nas extremidades, os pontos de apoio devem coincidir com as regiões em que as vigas efetivamente serão apoiadas na superestrutura. Além disso, no ato da protensão deve-se garantir que a viga fique em contato com o chão apenas nos pontos em que ela será apoiada na estrutura. Esses cuidados são necessários para que os esforços internos nos elementos durante a operação de içamento não fujam daqueles previstos para a utilização das vigas no projeto. Stucchi (2006) cita o caso da alternativa de execução com o uso de guinchos ou guindastes, indicando que o ponto de pega deve estar acima do CG da peça para evitar a instabilidade lateral (Figura 36).

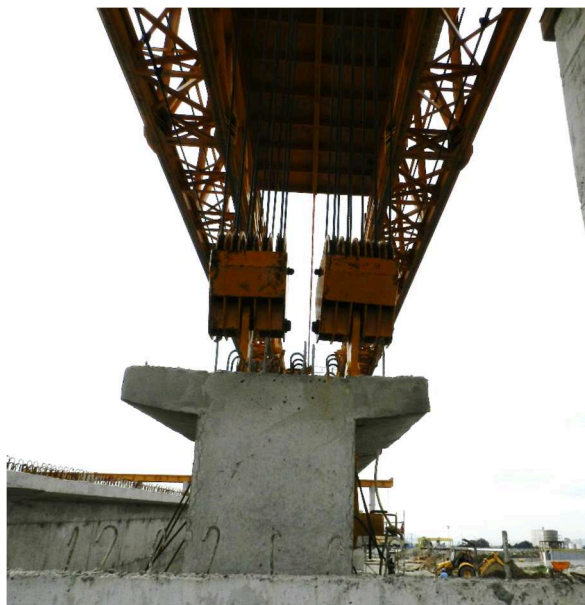
Figura 36 - Estabilidade em função do ponto de içamento.



Fonte: STUCCHI, 2006, p. 33.

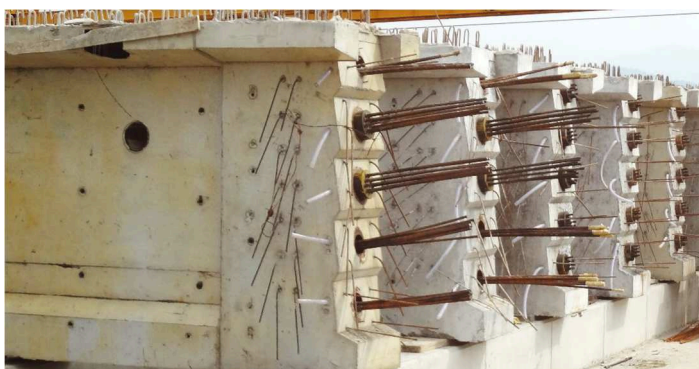
Uma outra solução que costuma ser empregada na execução de superestruturas pode ser vista na Figura 37, em que estão apresentadas longarinas do viaduto construído nas obras do Terminal Embraport, no Porto de Santos-SP, pela Construtora Odebrecht em 2012. Nessa obra, as vigas foram lançadas com o auxílio de uma treliça deslizante. Percebe-se na figura que a extremidade da viga foi preenchida com concreto para proteger as ancoragens, que foram feitas sobre os apoios (Figura 38).

Figura 37 - Longarina com as ancoragens protegidas com concreto.



Fonte: PET/ECV.

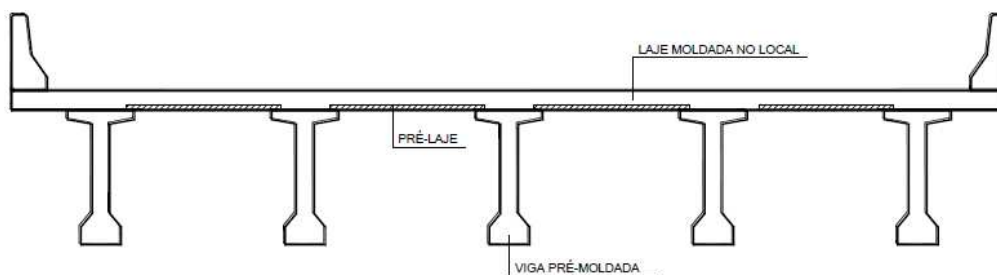
Figura 38 - Longarinas protendidas simplesmente apoiadas.



Fonte: PET/ECV.

Com as vigas colocadas em suas posições finais, a construção segue com a moldagem das lajes. Isso pode ser feito com o uso de placas pré-moldadas, também chamadas de pré-lajes, apoiadas sobre as vigas e que irão fazer parte da seção resistente delas, além de servirem de forma para a concretagem das lajes. Esse sistema está representado nas figuras seguintes.

Figura 39 – Exemplo de tabuleiro com pré-lajes.



Fonte: PINHO; REGIS; ARAÚJO, 2009, p. 3.

Figura 40 - Fabricação das pré-lajes na Ponte do Vale, em Gaspar-SC.



Fonte: tvgaspar.com.br.

Figura 41 - Colocação das pré-lajes na ponte principal do Complexo Viário do Badenfurt, em Blumenau-SC.



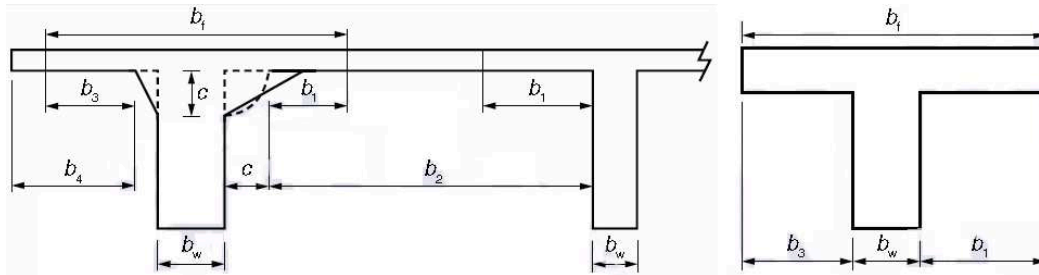
Fonte: wp.clicrbs.com.br.

Para que as pré-lajes possam ser consideradas como parte da seção resistente das vigas, é necessário que elas tenham rugosidade na face superior para garantir aderência com as lajes moldadas *in loco*. Nas regiões de contato entre o concreto endurecido (viga pré-moldada ou placas) e o concreto a ser moldado (lajes), Stucchi (2006) indica o tratamento dessas juntas com um jateamento do concreto com água, além ser necessário molhar abundantemente o local antes da próxima concretagem.

A NBR 6118:2014 indica uma verificação da largura máxima b_f que se pode considerar das lajes contribuindo na seção das vigas T. A partir da largura da viga (b_w), pode-se acrescentar até 10% do parâmetro a em cada lado da viga, em que a é a distância entre os pontos de momento fletor nulo. A norma também indica limites para os parâmetros b_1 e b_3 ,

conforme apresentado Figura 42. Para o caso de vigas contínuas, a largura colaborante pode ser calculada pelo trecho de momentos positivos que resulte no menor valor e ser tomada como única para toda a viga.

Figura 42 - Parâmetros das seções T.

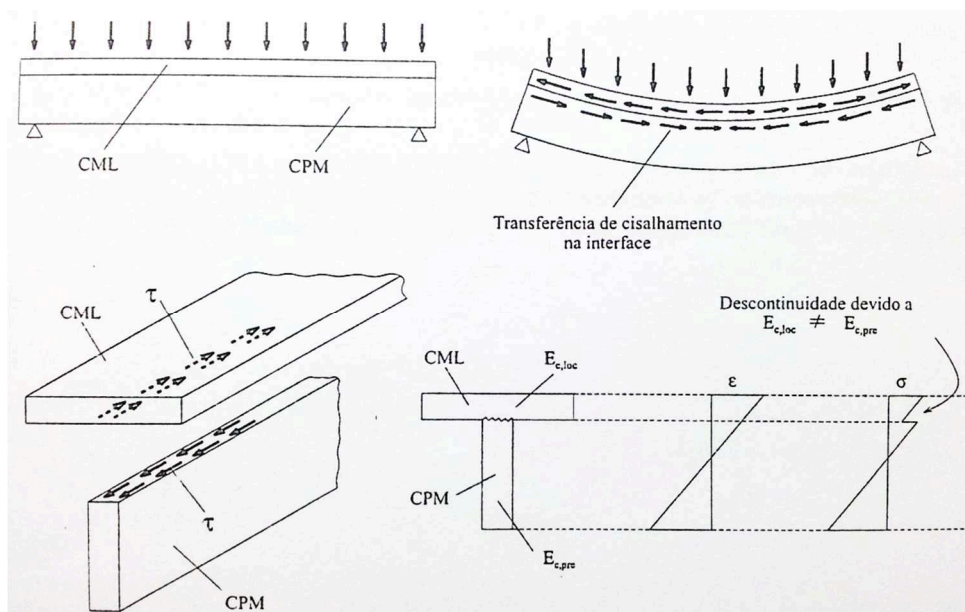


Fonte: adaptado da figura 14.2 da NBR 6118, 2014, p. 88.

- $b_1 \leq \begin{cases} 0,5b_2 \\ 0,1a \end{cases}$
- $b_3 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0,1a \end{cases}$

Na Figura 43 está representado o fluxo de tensões cisalhantes que solicitam a viga na interface de transição entre os concretos pré-moldado (CPM) e moldado no local (CML). Nota-se que, para um carregamento distribuído na viga de seção composta, está sendo considerada uma descontinuidade no diagrama de tensões na seção transversal devido à diferença no módulo de elasticidade dos dois concretos. No presente trabalho, os concretos foram considerados com o mesmo módulo, contudo, os carregamentos foram considerados parcialmente na seção inicial e na composta. Ainda nesta Figura, está representado o diagrama de deformações ao longo da seção, de forma linear. Para que essa hipótese possa ser considerada, a distribuição total de tensões entre as lajes e as vigas deve ser garantida pela análise do fluxo de tensões cisalhantes na região de encontro. Essa análise fornece a armadura de costura necessária nessa região e está apresentada no Capítulo 8.

Figura 43 – Fluxo de tensões na interface viga-laje.



Fonte: EL DEBS, 2000, p. 199.

5.2. Considerações no dimensionamento

Conforme abordado por Stucchi (2006), é necessário considerar o método construtivo nos cálculos do tabuleiro. A partir do estudo feito acerca das etapas construtivas para superestruturas de pontes, foi estabelecida uma sequência de execução do tabuleiro idealizada para o presente trabalho. Dessa forma, as propriedades geométricas e os carregamentos atuantes puderam ser determinados nas diferentes etapas da vida de projeto.

No ato da protensão, tem-se uma seção inicial resistente, que corresponde à viga pré-moldada. A ação considerada nessa etapa, além da protensão, é apenas o carregamento permanente devido ao peso próprio dessa seção (g_1). A resistência do concreto deve ser tomada em função da sua idade (j), e o esforço já deve considerar as perdas imediatas pela protensão dos cabos.

Com as vigas pré-moldadas devidamente içadas e posicionadas, pode-se iniciar o processo de concretagem das transversinas, a colocação das pré-lajes e a concretagem das lajes. Considera-se essa etapa como única e com uma duração suposta de 5 dias corridos. As transversinas ainda não atuam como elemento estrutural rígido e, portanto, não deve ser considerada uma distribuição transversal de carregamentos entre as vigas principais. A seção resistente das vigas ainda possui as mesmas propriedades da seção inicial pré-moldada considerada no ato da protensão, porém com uma carga permanente adicional pelo peso das lajes e das transversinas. Pode-se considerar o peso das lajes igualmente distribuído para cada

longarina e em todo o vão (g_2), se o trecho de laje sobre cada viga for de mesma largura. A carga concentrada pelo peso das transversinas (G_2) pode ser considerada como sendo metade para cada viga nas extremidades do trecho.

Após 28 dias, as lajes concretadas possuem resistência para contribuir na seção resistente das vigas como uma mesa superior colaborante. Executa-se o revestimento do tabuleiro e a colocação das barreiras nas extremidades da pista. Esses carregamentos (g_3) acrescentam tensões nas seções transversais das longarinas, devendo-se tomar as propriedades geométricas da seção transversal composta para o cálculo desse acréscimo, conforme explicado no próximo item (5.3).

O início da operação da ponte se difere da etapa anterior por nele ser liberado o tráfego de veículos e pedestres, passando a atuar a carga accidental q , além dos carregamentos permanentes anteriores, e o esforço P deve ser tomado conforme as perdas imediatas e progressivas que já ocorreram até essa data. Na última etapa considerada, em tempo infinito, todas as perdas de protensão já ocorreram, sendo a etapa mais crítica em termos da verificação de tensões de tração nas bordas inferiores dos trechos de momentos positivos na viga, geralmente.

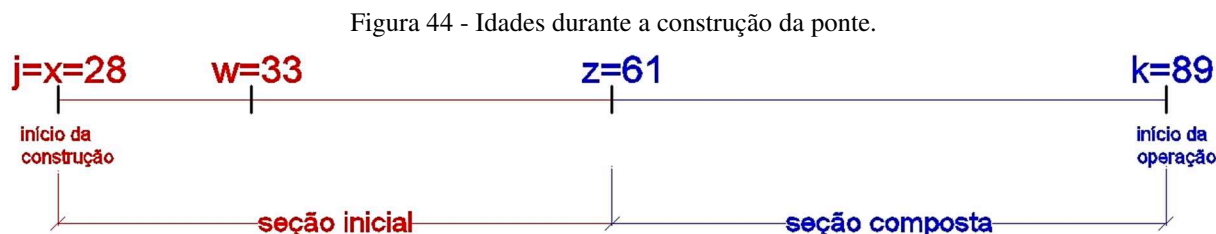
Na Tabela 6 estão apresentadas as informações sobre as etapas construtivas de forma mais visual. Foram considerados os momentos fletores devidos a cada carregamento nas etapas, juntamente com o respectivo esforço de protensão, para a verificação de tensões nas seções transversais. O momento fletor M_q deve ser obtido da envoltória de momentos devido ao trem-tipo, e deve-se avaliar em cada seção e cada etapa se o efeito mais desfavorável é devido a um momento accidental positivo ou negativo.

Tabela 6 - Parâmetros das etapas construtivas.

Etapa	Idade	Seção	Esforço de protensão e momentos fletores atuantes em cada etapa
Protensão	j	inicial	M_{g1}, P_0
Execução das lajes e transversinas	inicial: x	inicial	M_{g1}, P_x
	final: w (=x+5)		M_{g1}, M_{g2}, P_w
Execução do revestimento e colocação das barreiras	z (=w+28)	composta	$M_{g1}, M_{g2}, M_{g3}, P_z$
Início da operação da ponte	k (=z+28)	composta	$M_{g1}, M_{g2}, M_{g3}, M_q, P_k$
Final da operação da ponte	∞	composta	$M_{g1}, M_{g2}, M_{g3}, M_q, P_\infty$

Fonte: elaborado pela autora.

Considerando inicialmente que a protensão e o içamento ocorram aos 28 dias, com o início da construção do tabuleiro logo na sequência, as idades j , x , w , z e k relacionam-se conforme a linha do tempo apresentada na Figura 44 a seguir.



Fonte: elaborado pela autora.

Os termos “seção inicial” e “seção composta” foram mantidos ao longo de todo o trabalho para designar as propriedades das seções de controle na viga antes e depois da inclusão das lajes como mesa colaborante. Para a aplicação dos conceitos neste trabalho, definiu-se que na idade z acontece a mudança de seção transversal na viga, pois ela ocorre 28 dias após a concretagem das lajes.

5.3. Descontinuidades nos diagramas de tensão normal das seções transversais

Sabe-se que, com a incorporação das lajes na seção transversal da longarina, haverá descontinuidades nos gráficos de tensão das seções de controle devido à mudança de seção. Quando a laje é incorporada como seção resistente, a parte inferior – que correspondia à seção inicial – já está sob a atuação de um carregamento prévio, composto pelo esforço P atuante até imediatamente antes da mudança de seção (P_z) sobre a área da seção transversal inicial (A_1). A porção inicial também já estava sujeita à flexão pelo esforço P_z , com a excentricidade dos cabos na seção inicial (e_{p1}) e o módulo resistente das bordas iniciais ($P_z \cdot e_{p1}/W_1$), e os momentos devidos ao peso próprio da seção inicial (M_{g1}/W_1) e da sobrecarga pelo tabuleiro moldado (M_{g2}/W_1). A partir da incorporação da laje, iniciará a transferência das tensões que atuarem após esse instante, ou seja, os momentos M_{g3} e M_q (ou M_{q-}), em relação a W_2 . Além disso, haverá um decréscimo da tensão normal devido à diminuição do esforço de protensão ao longo do tempo, que ocorre da data z em que passa a atuar a seção composta até a data que se está analisando. Por exemplo, para as tensões em tempo infinito, as perdas de protensão serão dadas por $(P_z - P_\infty)$, pois é a diferença entre os esforços normais no final da vida de projeto e no instante que começa a valer a seção composta da viga com a laje da ponte.

A Equação 24 está apresentada para exemplificar o cálculo genérico da tensão normal na seção transversal em tempo infinito. Contudo, com as considerações feitas acerca das

diferentes idades e a mudança dos parâmetros que influenciam nas tensões normais na viga, pode-se reescrever as equações de tensões normais para qualquer borda e em qualquer etapa que se quiser analisar. Além disso, as equações podem servir para o cálculo da tensão em um ponto qualquer da seção, não apenas nos bordos superior e inferior. Isso é necessário, pois com a consideração da superposição dos diagramas de tensão e a mudança da seção transversal, não se sabe a princípio em qual ponto estarão ocorrendo as maiores tensões de tração ou de compressão.

Equação 24 - Tensão normal na seção transversal composta em serviço

$$\sigma = \frac{\widehat{P}_Z}{A_1} - \frac{P_Z - P_\infty}{A_2} + \frac{\widehat{P}_Z \cdot e_{p1}}{W_1} - \frac{(P_Z - P_\infty) \cdot e_{p2}}{W_2} - \frac{\widehat{M}_{g1}}{W_1} - \frac{\widehat{M}_{g2}}{W_1} - \frac{M_{g3}}{W_2} - \psi \cdot \frac{M_q}{W_2} \leq \bar{\sigma}_t \text{ ou } \geq \bar{\sigma}_c$$

Algumas observações a respeito da Equação 24:

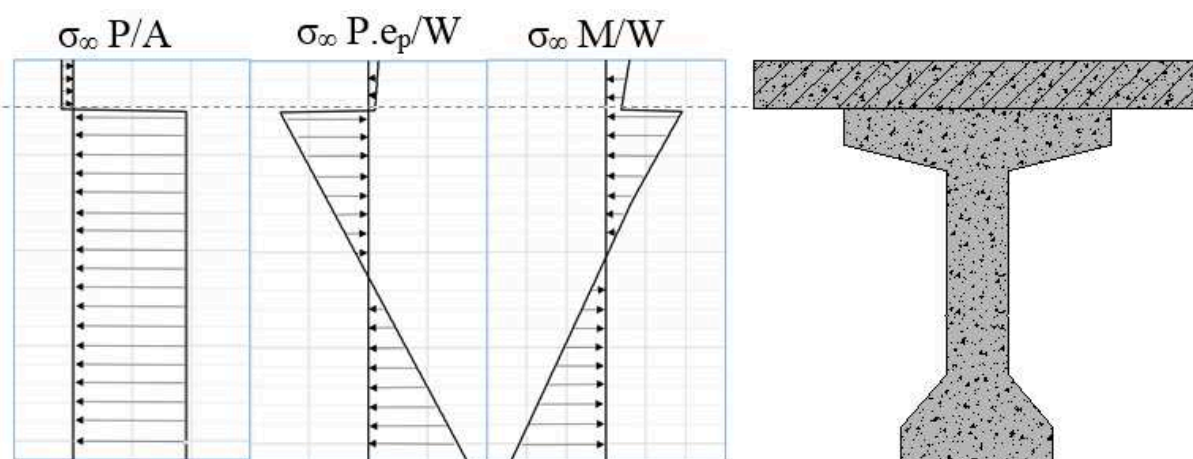
- Para as propriedades da seção transversal (A , W e e_p), os índices “1” e “2” indicam a seção inicial e a composta, respectivamente;
- Para o cálculo da tensão em qualquer fibra da seção, o módulo resistente W deve ser substituído pela relação entre a inércia e a posição da fibra em relação ao CG da seção, considerando a inércia e a posição do CG na seção inicial ou na composta, de acordo com os índices “1” e “2”;
- Ao calcular a tensão em pontos da seção composta (na altura das lajes), que não existiam na seção inicial pré-moldada, devem ser retiradas as parcelas indicadas na equação por $\widehat{}$;
- O coeficiente de ponderação das ações ψ deve ser tomado para a combinação desejada (frequente, permanente ou rara), podendo-se utilizar a equação para traçar três diagramas finais sobrepostos, um para cada combinação, de modo a se obter uma envoltória. Nela, poderão ser avaliadas as maiores tensões de tração e de compressão em todos os pontos da seção de controle. Na equação apresentada é considerado o caso de apenas uma ação variável, tomada como principal;
- O momento accidental pode ser de valor positivo ou negativo, de acordo com a envoltória de momentos devidos às cargas móveis. Nos casos em que M_q gerar uma parcela de tensão positiva (M_q e W de mesmos sinais), serão utilizadas as combinações de ações pertinentes à análise de tração, e nos casos em que M_q gerar uma parcela de tensão

negativa (por exemplo, análise com um momento acidental negativo num ponto acima do CG da seção, de W positivo), utilizar-se-á a combinação rara;

- Como a equação depende do esforço de protensão em 2 idades, na etapa de pré-dimensionamento dos cabos será necessário estimar um valor de perdas progressivas para essas duas datas, de forma a se obter uma relação entre os dois esforços e a equação ficar em função de apenas um deles. O valor efetivo das perdas só pode ser obtido após a definição do traçado em toda a viga, e quanto mais esse valor estiver próximo, em cada idade, dos esforços estimados, mais eficiente terá sido o pré-dimensionamento.

A Figura 45 mostra as discontinuidades de tensões normais provocadas pela incorporação da laje. Devido à variação do esforço de protensão no tempo, pelas perdas progressivas, a região da laje fica sujeita apenas à perda do esforço, e não ao efeito inicial da protensão. Já no diagrama de tensões devidas às ações permanentes e acidentais, a descontinuidade se deve à própria variação desses carregamentos entre a idade em que a seção resistente é a viga inicial e na idade considerada (∞), em que a seção resistente possui a mesa colaborante da laje. A seção inicial recebeu os esforços pelo seu peso próprio, o peso das transversinas e das lajes (M_{g1} e M_{g2}), enquanto que na seção composta foram incorporados os esforços devidos aos pesos do revestimento e das barreiras (M_{g3}) e também da carga móvel (M_q).

Figura 45 – Diagramas qualitativos parciais de tensões na seção do meio do vão em tempo infinito devido a cada esforço. O diagrama final de tensões em cada altura da seção é a soma das parcelas dos três diagramas.



Fonte: elaborado pela autora.

Em todo o trabalho, nos diagramas de tensão na seção transversal, convencionou-se as áreas à esquerda do eixo vertical indicando tensões de tração e, as áreas à direita, tensões de compressão.

6. PROJETO

Num projeto real de uma ponte devem ser estudados os diversos fatores que influenciam nas decisões desse projeto, conforme os “elementos básicos” definidos pela NBR 7187:2003 e apresentados no Capítulo 2. Dados os objetivos didáticos do presente trabalho e a falta de dados reais a respeito do local de implantação da ponte, buscou-se definir as condições para o projeto com base em exemplos de casos reais e parâmetros consultados na bibliografia.

Neste capítulo estão apresentados todos os dados do projeto necessários ao dimensionamento, que será mostrado no Capítulo 7. Os dados que dizem respeito às etapas de construção seguem as definições feitas no Capítulo 5.

6.1. Materiais e durabilidade

As vigas estudadas no presente trabalho foram projetadas em concreto protendido, com ancoragens ativas em ambas as extremidades. O processo construtivo das longarinas é com pré-moldagem, feito dentro do canteiro de obras. A concretagem das vigas e a protensão ocorrem antes desses elementos estruturais estarem em sua posição final de projeto. Esse processo construtivo é muito presente nas obras de pontes rodoviárias, pois o grande comprimento das vigas inviabiliza o transporte de uma usina até a obra.

O material empregado para as lajes é o concreto armado. Apesar de ser utilizado o concreto protendido para as longarinas, adotou-se a mesma classe de concreto para as vigas e as lajes, sendo a resistência característica à compressão desses concretos determinada conforme as exigências mínimas especificadas em norma para o local proposto. Conforme a classificação apresentada na Tabela 7 a seguir, idealizou-se para a construção da ponte um ambiente marinho, com classe de agressividade III. Assim, foi adotada a protensão limitada, com pós-tração, conforme a Tabela 2. A umidade relativa do ar foi estimada em 70% e a temperatura média do ambiente para o endurecimento do concreto em 20°C.

Tabela 7 - Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: tabela 6.1 da NBR 6118, 2014, p. 17.

Para ambientes marinhos a agressividade do meio é considerada forte (CAA III), com grande risco de deterioração da estrutura. A Tabela 8 apresenta a classe mínima do concreto a se utilizar em função do tipo e da agressividade do ambiente.

Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: tabela 7.1 da NBR 6118, 2014, p. 18.

Portanto, foi adotado inicialmente o concreto C35, tanto para as vigas como para as lajes. Devido às exigências de durabilidade, para peças de concreto protendido pós-tracionadas em ambiente de CAA III a NBR exige a protensão limitada. Esse nível de protensão foi adotado para o dimensionamento. O cimento utilizado no concreto é o CPV-ARI (Alta Resistência Inicial) e os agregados graúdos devem ser de granito, brita 1 (diâmetro máximo de 19 mm). O abatimento do concreto (*slump*) previsto é de 12+2 cm. Os parâmetros de resistência considerados para o concreto estão apresentados na Tabela 9 a seguir e foram estimados

conforme as prescrições da NBR 6118:2014 para quando não se dispõe de dados de ensaios dos materiais.

Tabela 9 - Parâmetros de resistência do concreto.

f_{ck} (MPa)	35
$f_{ctk,inf}$ (kPa)	2247
s (CPV-ARI)	0,2
α (seções T)	1,2
$\alpha.f_{ctk,inf}$ (kPa)	2696
E_{ci} (GPa)	33,13
E_{cs} (GPa)	29,40

Fonte: elaborado pela autora.

Para o cobrimento a ser garantido nos elementos estruturais, foram analisadas as prescrições normativas, apresentadas na Tabela 10. Portanto, com a CAA III, foi considerado o cobrimento das lajes de 35 mm, visto que se considerou o concreto armado no dimensionamento desses elementos. Para as vigas, com armaduras protendidas, o cobrimento das bainhas deve ser de 45 mm e para as armaduras passivas é de 40 mm, conforme a exigência para o concreto armado.

Tabela 10 - Cobrimentos nominais mínimos para os elementos estruturais.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: tabela 7.2 da NBR 6118, 2014, p. 20.

O aço de armadura ativa é o CP 190 RB (aço de concreto protendido, com resistência característica última de 1900 MPa e baixa relaxação), com cordoalhas de 12,7 mm, e o aço de armadura passiva é o CA-50 (aço de concreto armado com resistência característica no escoamento de 500 MPa). As propriedades específicas dos cabos, cordoalhas e ancoragens foram tomadas conforme especificado no catálogo técnico da empresa Freyssinet. Os parâmetros das cordoalhas necessários para o dimensionamento da protensão estão especificados na Tabela 11 e as resistências também foram calculadas conforme a NBR 6118:2014 (ver Capítulo 4).

Tabela 11 - Parâmetros das cordoalhas de aço CP 190 RB.

E_p (GPa)	200
α_p	6,04
f_{ptk} (MPa)	1900
f_{pyk} (MPa)	1710
σ_{pi} (MPa)	1402,2
$A_{cordoalha}$ (cm ²)	1,009
δ (m)	0,006
μ	0,24
K	0,001

Fonte: elaborado pela autora.

6.2. Superestrutura

Como visto, a superestrutura é a parte superior da ponte, que receberá diretamente os carregamentos provenientes dos veículos. O vigamento principal da superestrutura, composto por longarinas e transversinas, foi definido em função dos gabaritos longitudinal e transversal propostos para o projeto.

O sistema estrutural definido para a ponte é o de viga biapoiada, isostática, com balanços nas extremidades. Esse modelo é muito utilizado em projetos de pontes por ser um modelo relativamente simples, onde as vigas são isostáticas. No caso de estruturas hiperestáticas, o dimensionamento em concreto protendido requer conhecimentos não abordados nesse trabalho, pois é necessário considerar os momentos hiperestáticos que surgem no elemento com a operação da protensão.

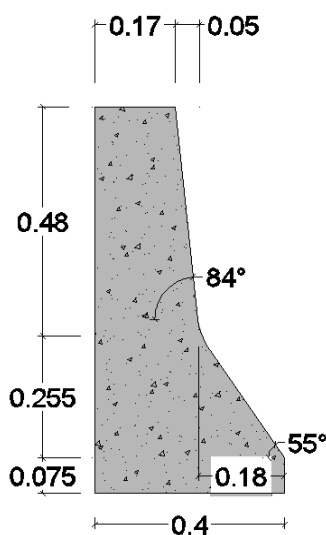
A seção transversal é composta por longarinas de concreto protendido, interligadas longitudinalmente por vigas transversinas. As transversinas têm a função de distribuir melhor o efeito dos carregamentos entre todas as longarinas, através do efeito de grelha, o que pode

melhorar o projeto do ponto de vista econômico. Há um espaço entre a borda superior das transversinas e a borda inferior das lajes, de forma que esses elementos não se conectam.

6.2.1. Gabarito transversal

Uma ponte rodoviária serve para dar continuidade a uma rodovia que precisa vencer um obstáculo e, portanto, deve ter a sua largura compatibilizada com via em que se encontra. Para o presente projeto assumiu-se uma rodovia em pista simples, com largura das faixas de 3,6 m e acostamentos de 2,5 m. Além da seção pavimentada, definiu-se um perfil de barreira simples do tipo New Jersey para abrigar os veículos nas laterais da pista, conforme as prescrições do DNIT, com 40 cm de largura na base (ver Figura 46). Portanto, o gabarito transversal totaliza 13 m de largura. Para suportar esse tabuleiro, foram adotadas quatro longarinas, igualmente espaçadas em 3,25 m, designadas por V1, V2, V3 e V4 ao longo da seção transversal. Conforme abordado no Capítulo 5, optou-se pela solução construtiva com pré-lajes apoiadas sobre as longarinas para servir de forma à concretagem das lajes. O detalhamento da geometria da seção transversal definida está disponível na Figura 83 em Apêndices, e a disposição em planta do tabuleiro está indicada na Figura 84.

Figura 46 - Geometria da barreira simples



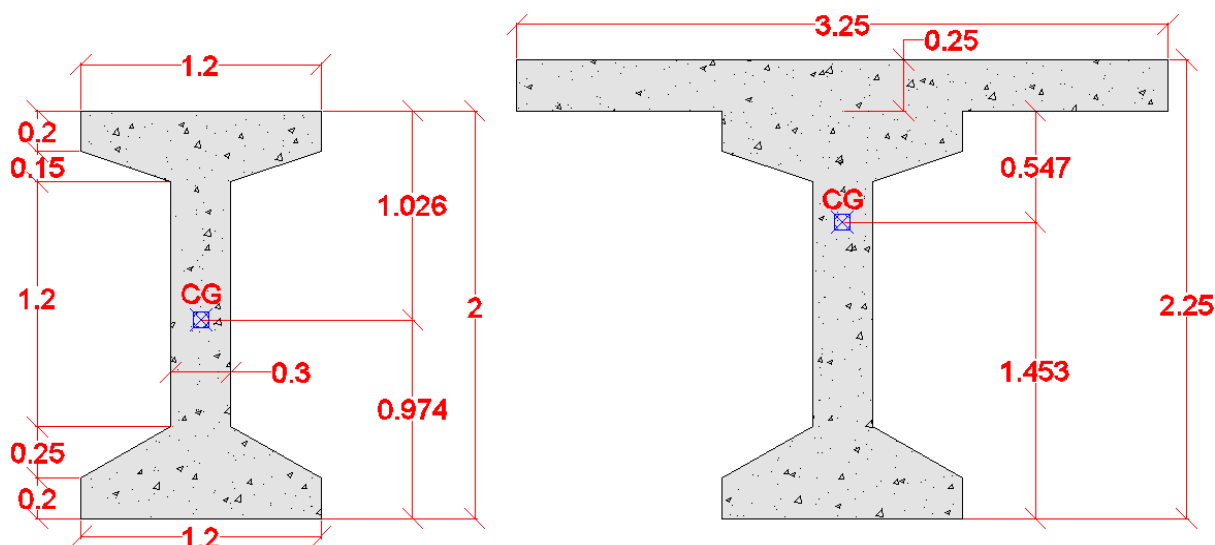
Fonte: elaborado pela autora.

Para o revestimento da pista, a espessura mínima é de 5 cm junto às barreiras, aumentando em direção ao eixo, até o valor de 17,2 cm, a fim de garantir o abaulamento de 2% para escoamento das águas.

Inicialmente, a seção transversal da viga pré-moldada e a espessura das lajes foram estimadas para se ter dados para dar início às etapas de dimensionamento. Foram considerados

os critérios levantados na bibliografia (ver item 4.11) e também algumas reflexões acerca do funcionamento de vigas de concreto protendido, a partir da experiência adquirida em trabalhos anteriores. A Figura 47 e a tabela Tabela 12 contêm os dados referentes à seção pré-moldada (inicial) e com a incorporação das lajes (composta).

Figura 47 - Seção inicial e seção composta das longarinas (dimensões em m).



Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 12 - Propriedades das seções transversais das longarinas.

Seção inicial		Seção composta	
A_{c1} (m ²)	1,14	A_{c1} (m ²)	1,95
Perímetro (m)	7,58	Perímetro (m)	12,18
y_{i1} (m)	-0,97	y_{i1} (m)	-1,45
y_{s1} (m)	1,03	y_{s1} (m)	0,80
I_1 (m ⁴)	0,59	I_1 (m ⁴)	1,22
W_{i1} (m ³)	-0,60	W_{i1} (m ³)	-0,84
W_{s1} (m ³)	0,57	W_{s1} (m ³)	1,53

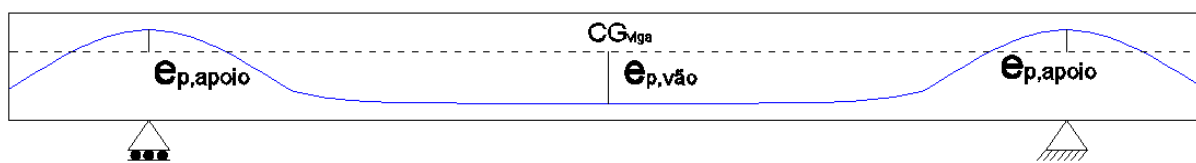
Fonte: elaborado pela autora.

A mesa da seção composta foi considerada com todos os trechos de lajes contribuindo como mesa colaborante nas longarinas. Para isso, foi feita uma verificação da largura máxima colaborante b_f conforme especifica a NBR 6118:2014. Essa verificação está apresentada no item 6.2.2, pois dependeu dos dados do gabarito longitudinal.

Sabe-se que, no ato da protensão, a seção é menor, o esforço de protensão é superior ao que seria necessário para combater o efeito do peso próprio da viga (não atuam todos os carregamentos externos que foram previstos para a idade final de projeto, para a qual os cabos costumam ser dimensionados) e só ocorreram as perdas imediatas de protensão. Com a posterior

concretagem das lajes, com uma mesa colaborante de largura elevada, o CG da seção composta irá subir, auxiliando a vencer a tração na borda inferior no meio do vão pelo aumento da excentricidade dos cabos. Haja vista que se tratam de vigas com balanços, há regiões de momentos negativos nos apoios, onde os cabos devem ser dispostos junto à borda superior. Contudo, como eles são posicionados na borda superior da viga pré-moldada, o braço de alavanca nessas regiões fica prejudicado. Dependendo da mudança do CG da viga na altura da alma com a incorporação da mesa, o braço de alavanca do esforço de protensão nos apoios pode resultar num valor muito reduzido, necessitando de uma quantidade de cabos superior à do meio do vão. Pensando nessa diferença de excentricidades nessas duas regiões críticas, buscou-se resolver em parte essa questão com a definição dos comprimentos do vão central e dos balanços, em que foi deixado um vão central elevado, com momento positivo máximo superior ao negativo, apresentado no item seguinte referente ao gabarito longitudinal.

Figura 48 – Exemplo da relação entre a excentricidade do cabo equivalente no vão central e nos apoios.

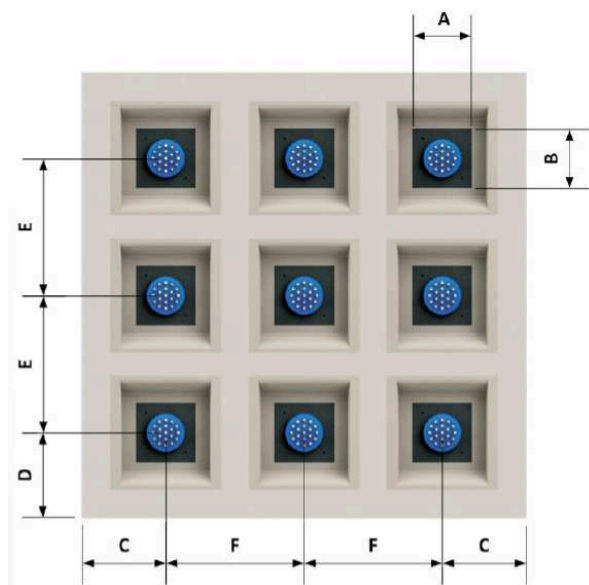


Fonte: elaborado pela autora.

Quanto mais refinadas forem as observações iniciais sobre o mecanismo da protensão e os seus efeitos juntamente com os demais carregamentos, frente à geometria que se está definindo, maior é a possibilidade de se dimensionar a armadura ativa com um arranjo otimizado de cabos. Refere-se aqui à otimização como sendo a compatibilidade do número de cabos necessários no meio do vão e nos apoios, visando o aproveitamento máximo do potencial dos materiais empregados.

Devido às exigências apresentadas no catálogo do fabricante de aços de protensão, é necessário projetar um alargamento da seção das longarinas nas extremidades, para garantir o cobrimento das placas de distribuição nas ancoragens. Com base nos valores mínimos para a distância C da Figura 49, especificada na Tabela 13 para todos os cabos de 12,7 mm da empresa Freyssinet, e estimando o uso de apenas uma coluna de cabos na seção, a alma da viga alargada foi definida em 50 cm.

Figura 49 - Parâmetros de cobertura na região das ancoragens.



Fonte: FREYSSINET, 2015.

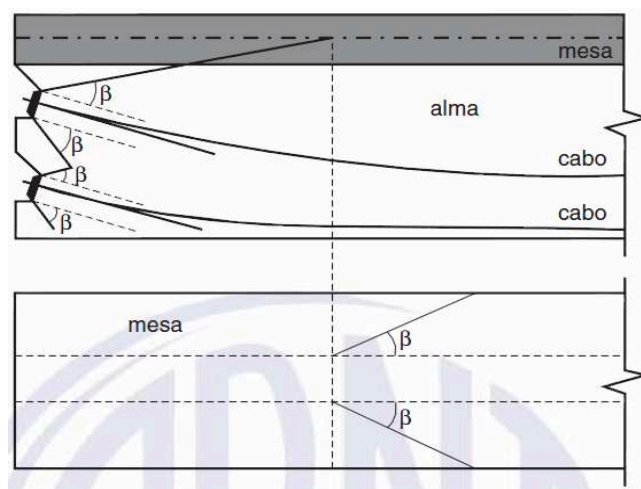
Tabela 13 - Distâncias mínimas nas ancoragens.

Modelo	Dimensões					
	A	B	C	D	E	F
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1K13	100	100	80	120	140	140
2K13	120	120	90	135	150	150
4K13	160	120	110	165	180	160
6K13	160	190	120	180	195	225
7K13	160	190	135	203	195	225
9K13	200	200	150	225	230	230
12K13	240	240	170	255	270	270
15K13	270	270	195	293	300	300
19K13	300	300	210	315	330	330
27K13	350	350	235	353	395	395

Fonte: FREYSSINET, 2015.

Esse alargamento foi considerado a partir da extremidade dos balanços, reduzindo até a seção inicial definida para as vigas. A distância de redução da seção foi obtida a partir das considerações da NBR 6118:2014, em seu item 9.6.2.2, onde é definido o ângulo de abertura β para regularização das tensões, tal que $\tan \beta = 2/3$ (Figura 50).

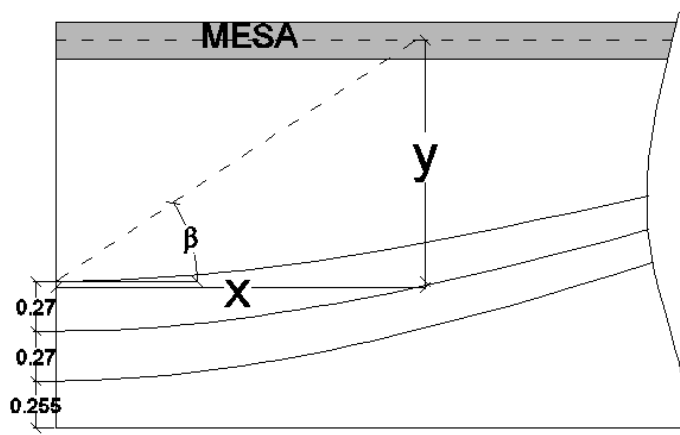
Figura 50 - Regularização das tensões na região de introdução da protensão.



Fonte: figura 9.6 da NBR 6118, 2014, p. 49.

Para regularizar as tensões no sentido vertical da seção, como nessa etapa ainda não se dispunha do posicionamento das ancoragens nas extremidades, fez-se uma estimativa conservadora dessa disposição, mostrada na Figura 51 a seguir. Como na região dos apoios os cabos de protensão estarão passando na porção superior da viga, nos trechos em balanço eles estarão descendo, em direção às extremidades. Foi suposta uma disposição em $e_{p,máx}$ chegando ao final dos balanços com um ângulo de 0° em relação à horizontal. Foi considerado o caso corrente de 3 cabos de protensão e as distâncias verticais entre cabos e em relação à borda inferior foram tomadas junto ao catálogo da Freyssinet para o cabo de 12 cordoalhas de 12,7 mm, pois sabe-se que essa quantidade é muito pequena e certamente seriam utilizados cabos com quantidades superiores de cordoalhas. Adotando um cabo menor, a posição do cabo mais superior fica mais para baixo, exigindo um comprimento de alargamento maior, a favor da segurança já que se tratou de uma estimativa.

Figura 51 - Comprimento x mínimo necessário da seção alargada.



Fonte: elaborado pela autora.

Dada a altura inicialmente estimada no projeto para a viga pré-moldada e a espessura da laje:

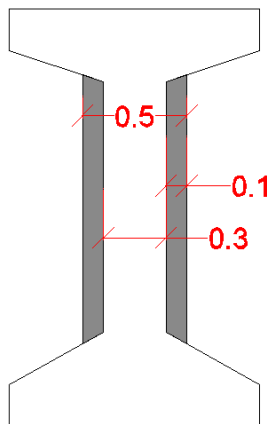
$$y = h_{seção\ inicial} - 2.0,27 - 0,255 - \frac{e_{laje}}{2}$$

$$y = 2 - 2.0,27 - 0,255 - \frac{0,25}{2} = 1,08\ m$$

$$x_{mín} = \frac{3}{2}y = \mathbf{1,62\ m}$$

Portanto, ao longo de um trecho de 1,70 m, a seção foi considerada com o alargamento total. A partir dessa distância à extremidade, foi calculado o comprimento necessário para reduzir a seção alargada até a seção inicial proposta. Como a alma varia de 50 cm para 30 cm, com uma variação de 10 cm em cada lateral, e o ângulo β normatizado, foi obtido um comprimento de 15 cm no trecho de afunilamento da seção. Ressalta-se que, os comprimentos de alargamento de seção calculados aqui não foram alterados durante as etapas de dimensionamento, pois fez-se uma estimativa de forma conservadora.

Figura 52 - Trecho de alargamento da seção transversal na região das ancoragens (dimensões em m).



Fonte: elaborado pela autora.

Para as verificações de dimensionamento nas seções das extremidades das vigas, foram utilizadas as mesmas propriedades das seções não alargadas (Tabela 12), por simplificação.

6.2.2. Gabarito longitudinal

O gabarito longitudinal foi determinado imaginando que se tem a possibilidade de escolher a posição dos pilares. Num caso real seria diferente. O comprimento total da ponte seria estabelecido em função dos estudos técnicos realizados no local da obra, o que determinaria também a necessidade ou não de se utilizar mais trechos de vigas isostáticas ou

vigas contínuas com mais vãos. Segundo o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP, 2005), o gabarito das pontes deve ser definido a partir dos dados hidráulicos e hidrológicos do local da construção, e ainda indica que devem ser propostas pelo menos 2 soluções estruturais após os estudos preliminares, para que sejam avaliadas e escolhida a mais barata.

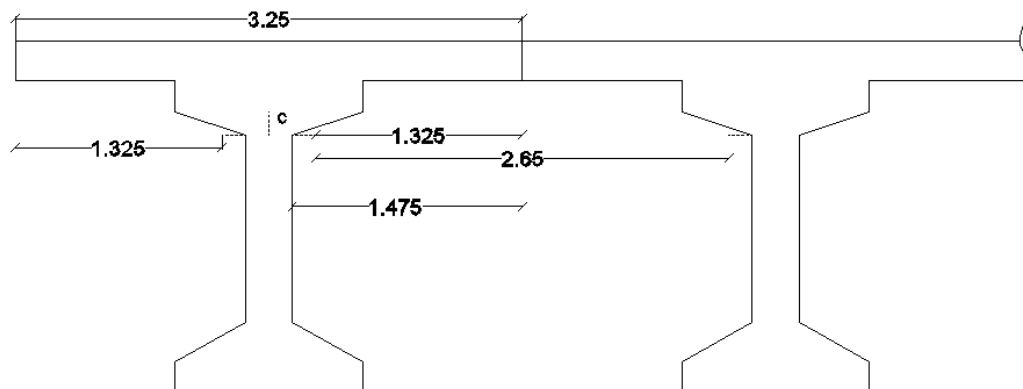
Tendo-se o modelo estrutural pré-estabelecido com o tabuleiro formado por apenas um trecho de vigas, o comprimento total foi definido com base nas limitações do processo construtivo proposto. Optou-se pelo comprimento de 40 m, que é o valor limite indicado por Pinho, Regis e Araújo (2009). A divisão do comprimento total em um vão central e dois balanços se deu a partir de alguns critérios. Sabe-se que, para igualar os momentos fletores atuantes no meio do vão central (positivos) e nos apoios (negativos) em uma viga biapoiada com balanços e submetida a uma carga uniformemente distribuída sobre toda a sua extensão, os balanços devem ter cerca de $1/3$ do vão central. Isso pode ser desejável para se obter a mesma tensão entre as fibras inferior e superior da seção transversal da viga, quando essa seção possui simetria em relação ao seu eixo principal de inércia horizontal. Esse procedimento visa otimizar o dimensionamento dos cabos protendidos, por exemplo, para que se possa aproveitar adequadamente a mesma quantidade de cabos nos trechos de momentos positivos e negativos. Contudo, como foi explicado no item anterior, no caso da seção T com mísulas, na viga com balanços, as excentricidades dos cabos no meio do vão central e nos apoios não possuem valores semelhantes. Para compatibilizar as tensões entre essas duas regiões, é necessário que o momento negativo nos apoios seja inferior ao momento positivo no meio do vão, em módulo. Assim, foram definidos balanços de 5 m em cada extremidade, representando $1/6$ da extensão do vão central, de 30 m.

Foram definidas 5 vigas transversinas no vão central, a cada 5 m, também sendo necessário colocar transversinas nas seções dos apoios e nas extremidades dos balanços, a fim de compatibilizar os deslocamentos no tabuleiro. Considerou-se a borda inferior das transversinas coincidindo com as bordas inferiores das longarinas e uma distância de 10 cm entre a borda superior das transversinas e a face inferior das lajes, de forma que esses elementos não se conectam. Dessa forma, a altura das transversinas ficou pré-fixada em 1,90 m. A largura da alma dessas vigas foi estabelecida em 20 cm, por ser um valor bastante empregado em projetos. Apesar de a altura ser elevada em relação à largura, essas vigas estão travadas pelas longarinas em comprimentos curtos, de 3,25 m.

Com os dados da seção inicial e o gabarito longitudinal, fez-se a verificação da largura colaborante das lajes nas vigas, conforme apresentado no Capítulo 5. Para a definição do

parâmetro a , a distância entre pontos de momento fletor nulo na viga foi obtida com a consideração de uma carga uniformemente distribuída, e resultou no valor de 28,3 m. As larguras b_2 e b_4 foram obtidas pela seção transversal:

Figura 53 - Verificação das dimensões das longarinas para mesa colaborante.



Fonte: elaborado pela autora.

$$b_2 = 3,25 - 2c - b_w = 2,65 \text{ m}$$

$$b_4 = 1,625 - c - \frac{b_w}{2} = 1,625 - 0,15 - \frac{0,30}{0,15} = 1,325 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5b_2 = 1,325 \\ 0,1a = 2,83 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_3 \leq \begin{cases} b_4 = 1,325 \text{ m} \\ 0,1a = 2,83 \text{ m} \end{cases}$$

Como $b_1 = b_3 = 1,325 \text{ m}$ atendem aos requisitos da norma e os trechos de laje adjacentes à alma das longarinas são inferiores a 10% de a ($1,475 \text{ m} < 2,83 \text{ m}$), conclui-se, portanto, que todo o trecho de laje contribui como mesa colaborante, com b_f de 3,25 m. Essa verificação vale para toda a viga, incluindo os trechos de momentos negativos, conforme a recomendação da norma para vigas contínuas. Assim, os dados da seção composta apresentados na Figura 47 e na Tabela 12 (item 6.2.1) são os valores efetivos de projeto.

6.3. Ações nas longarinas

Para este projeto, foram consideradas ações pelo peso próprio dos elementos do tabuleiro e das cargas móveis. Por simplificação, não foram considerados esforços adicionais pela variação de temperatura na superestrutura. Como as longarinas se tratam de vigas isostáticas, em que os deslocamentos axiais não estão restringidos, esse efeito é menos sensível. A seguir estão especificadas todas as ações consideradas nas longarinas, por seção de controle.

6.3.1. Permanentes

Foram calculados os pesos dos elementos estruturais e também as cargas adicionais devidas à pavimentação e a colocação das barreiras nas extremidades da seção transversal. A determinação das forças de protensão está contemplada no capítulo seguinte, conforme o dimensionamento das armaduras ativas. Os carregamentos permanentes uniformemente distribuídos estão representados pela letra g , e os concentrados por G . O número ao lado da letra indica a etapa em que esse carregamento atua durante a construção do tabuleiro.

6.3.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

O peso próprio da viga com a seção inicial (pré-moldada) foi obtido considerando o seu peso uniformemente distribuído (g_1) e mais o peso adicional pelo alargamento da seção nas extremidades. Esse foi considerado como uniformemente distribuído ao longo do trecho de seção alargada, de 1,7 m (g_1^*), e concentrado, a 1,7 m da extremidade do balanço, pelo afunilamento de 15 cm (G_1).

Tabela 14 - Carregamentos permanentes da etapa 1 em V1.

Inicial (g_1)	28,50 kN/m
Alargamento (g_1^*)	6,22 kN/m
Afunilamento (G_1)	0,46 kN

Fonte: elaborado pela autora.

Para a etapa 2 de carregamentos, foram considerados os pesos de metade dos trechos das transversinas para cada viga em que elas chegam, como cargas concentradas nos pontos de cruzamento com as longarinas (G_2), além do carregamento uniformemente distribuído pelas lajes concretadas (g_2), com pesos iguais em cada viga.

Como as cargas das etapas 1 e 2 não dependem da distribuição transversal dos carregamentos, pois as transversinas ainda não possuem rigidez, esses carregamentos são considerados isoladamente sobre cada viga, podendo-se posicioná-los diretamente sobre a longarina analisada.

Tabela 15 - Carregamentos permanentes da etapa 2 em V1.

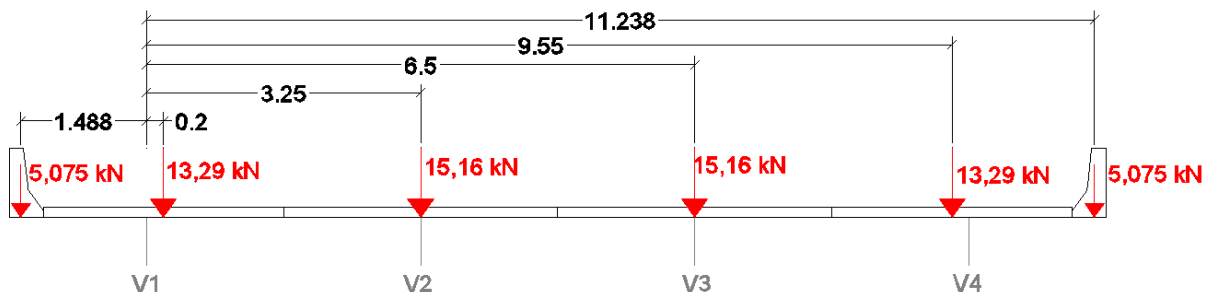
Lajes (g_2)	20,31 kN/m
Transversinas (G_2)	12,89 kN

Fonte: elaborado pela autora.

6.3.1.2. Cargas adicionais

Como cargas adicionais, tem-se o peso das barreiras e da pavimentação. Como citado no Capítulo 3, a NBR 7187:2003 sugere o peso específico do revestimento de 24 kN/m^3 e mais 2 kN/m^2 , prevendo um recapeamento. A área do revestimento na seção transversal, de acordo com as definições do gabarito transversal, foi de $1,3542 \text{ m}^2$. Considerando uma espessura média de $11,1 \text{ cm}$ no pavimento e mais a carga de recapeamento, o peso distribuído ao longo da ponte é de $56,9 \text{ kN/m}$. As barreiras, que devem ser feitas em concreto armado, possuem um peso específico de 25 kN/m^3 . Sendo a área da seção transversal delas de $0,203 \text{ m}^2$, obteve-se um carregamento de $5,075 \text{ kN/m}$, distribuído ao longo da ponte, para cada barreira. Essas cargas adicionais foram posicionadas na seção transversal de forma que se considerou a carga das barreiras atuando sobre o eixo do seu centro de gravidade (centro de massa), enquanto que para o pavimento, fez-se uma divisão em faixas com a espessura média de acordo com os limites de cada longarina, com as cargas concentradas no meio de cada faixa. A posição de cada carga em relação ao apoio V1, bem como seus valores, estão apresentados na Figura 54, consideradas para um trecho de 1 m de tabuleiro.

Figura 54 - Cargas adicionais e suas distâncias em relação à V1 (dimensões em m).



Fonte: elaborado pela autora.

As cargas adicionais não podem ser diretamente posicionadas sobre a viga V1 porque serão obtidas pela LI de reações em V1, que depende da distribuição transversal de carregamentos, avaliada no item 6.3.3. Isso acontece porque, na etapa 3 as transversinas já promovem o efeito de grelha no vigamento principal.

6.3.2. Acidentais

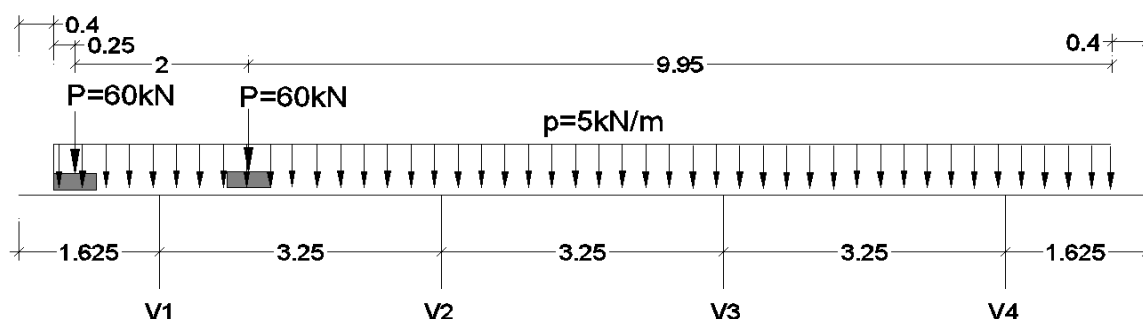
Adotou-se para o projeto o caso corrente do TB-450, em que a carga de multidão é de 5 kN/m^2 , o veículo-tipo possui três eixos de duas rodas com 75 kN cada e ocupa uma área de 18 m^2 , sendo que cada roda fica em contato com a pista sobre uma região de 20 cm por 50 cm ,

conforme as prescrições da NBR 7188:2013. Para o cálculo dos carregamentos nas vigas, fez-se a homogeneização das cargas das rodas do veículo pela Equação 1.

$$P_{homogeneizado} = 75 - \frac{5.18}{6} = 60 \text{ kN}$$

Aplicando-se as rodas encostadas nas barreiras, que é a situação mais crítica para as vigas extremas, foi obtida a configuração das cargas estáticas na seção transversal do tabuleiro conforme a Figura 55. As cargas P concentradas das rodas distanciam-se em 25 cm das barreiras devido à largura de 50 cm do contato da roda com o pavimento.

Figura 55 - Cargas do trem-tipo no trecho de 1 m de tabuleiro.



Fonte: elaborado pela autora.

Os coeficientes para as cargas móveis são:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$$

Para L_{iv} foi tomada uma média aritmética entre o vão central e os vãos dos balanços para ser aplicado o mesmo CIV em toda a viga, conforme apresentado por Spornau (2012) e indicado na NBR 7188:2013 para vãos contínuos. Os vãos dos balanços foram considerados iguais aos seus comprimentos, conforme recomendado na última versão da norma.

$$L_{iv} = \frac{1.5 + 1.30 + 1.5}{3} = 13,333 \text{ m}$$

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{13,333 + 50} \right) = 1,335$$

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$$

$$CNF = 1$$

$$CIA = 1,25 \text{ para os balanços (até 5 m dos encontros)}$$

Portanto, os coeficientes aplicados às cargas concentradas e distribuídas do trem-tipo para obtenção das envoltórias de esforços nas vigas foram o CIV e o CIA, respeitando os valores no trecho central e nos balanços.

6.3.3. Distribuição transversal das cargas permanentes e acidentais

Os dois métodos de cálculo da distribuição transversal de carregamentos apresentados no Capítulo 3 foram aplicados para o cálculo da linha de influência das reações em V1. Os parâmetros calculados e os resultados referentes a cada método estão mostrados a seguir.

Para o método de Engesser-Courbon, foram calculadas as cotas da linha de influência em V1 ($x=-4,875$ m) para dois pontos do tabuleiro ($x=-4,875$ m e $x=4,875$ m) e traçada a LI pela reta que interliga as cotas obtidas nesses pontos. Os parâmetros do método são:

- $x_1=-4,875$ m;
- $x_2=-1,625$ m;
- $x_3=1,625$ m;
- $x_4=4,875$ m;
- $\sum x_i^2=52,8125$ m².

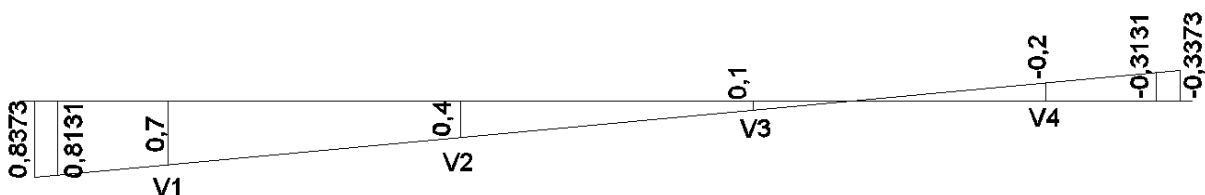
Foram calculadas as cotas da LI para os dois pontos, conforme os dados da Tabela 16, e traçou-se a LI para todo o tabuleiro, até os pontos em que atuam as cargas das barreiras, como pode ser visto na Figura 56.

Tabela 16 - Dados para a LI de reações em V1 por Engesser-Courbon (dados em m).

<i>nº apoios</i>	4
<i>e_cota 1</i>	-4,875
<i>e_cota 2</i>	4,875
<i>cota 1</i>	0,7
<i>cota 2</i>	-0,2

Fonte: elaborado pela autora.

Figura 56 - LI de reações em V1 por Engesser-Courbon.



Fonte: elaborado pela autora.

Como foi comentado no Capítulo 3, para a análise da distribuição das cargas móveis, não se considera a carga de multidão distribuída em toda a extensão transversal. A região da LI à esquerda (cotas abaixo da horizontal) é utilizada para analisar momentos positivos no vão central da longarina V1, enquanto que a região à direita, incluindo a hipótese de o veículo estar passando no lado oposto do tabuleiro, serve para uma análise de momentos negativos no vão da V1. Se fosse considerado o carregamento distribuído em toda a seção, o trecho à direita estaria servindo para aliviar os momentos positivos devido ao trecho à esquerda, que é predominante.

Para os cálculos segundo o método de Leonhardt, observou-se que o parâmetro de comprimento das longarinas utilizado para o cálculo da inércia equivalente da transversina única é indicado para um vão simplesmente apoiado. Dessa forma, apesar de as longarinas terem uma extensão de 40 m, foram considerados 30 m de vão central para o parâmetro L.

A tabela de Leonhardt com os coeficientes de repartição transversal para o caso de tabuleiro com quatro apoios está apresentada na Figura 93 em Anexos. Percebe-se que, para um grau de rigidez acima de 100, os coeficientes para as vigas externas são os mesmos encontrados com o método de Engesser-Courbon, para rigidez infinita. Contudo, calculou-se o grau de rigidez da grelha, com os parâmetros conforme apresentado na Tabela 17, e obteve-se uma rigidez de 46,01, que indica coeficientes de repartição transversal ligeiramente diferentes dos de Engesser-Courbon.

Tabela 17 - Parâmetros do cálculo do grau de rigidez de Leonhardt.

Transversinas	5
k	2
\bar{I} (m ⁴)	0,114
\bar{I}_{eq} (m ⁴)	0,572
I (m ⁴)	0,991
L (m)	30
a (m)	3,25
ζ	46,01

Fonte: elaborado pela autora.

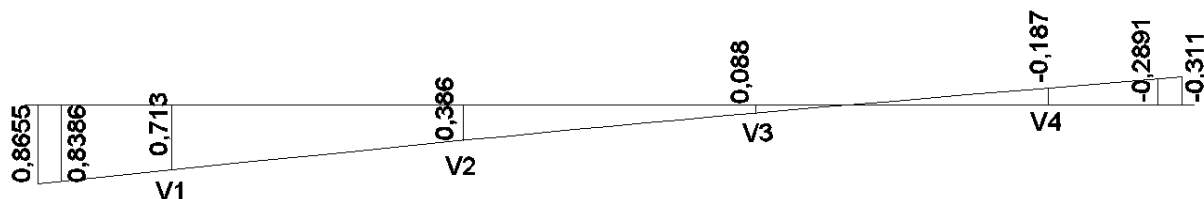
Por interpolação linear dos valores da tabela de Leonhardt para seção com 4 apoios, foram obtidos os coeficientes de reação das cargas na longarina V1, conforme a Tabela 18 e a LI apresentadas a seguir (Figura 57). Na Tabela 18 também estão apresentados os coeficientes para o caso de transversinas com rigidez infinita, como assumido por Engesser-Courbon, para comparação com os coeficientes do método de Leonhardt.

Tabela 18 - Coeficientes de repartição transversal em V1.

ζ	$r_{1,1}$	$r_{1,2}$	$r_{1,3}$	$r_{1,4}$
40	0,715	0,384	0,086	-0,186
60	0,710	0,389	0,091	-0,190
46,013	0,713	0,386	0,088	-0,187
∞	0,7	0,4	0,1	-0,2

Fonte: elaborado pela autora.

Figura 57 - LI de reações em V1 por Leonhardt.



Fonte: elaborado pela autora.

Com base nos resultados apresentados nos itens anteriores, percebe-se que o método de Engesser-Courbon representa adequadamente o comportamento conjunto das vigas do tabuleiro. As transversinas são suficientes para distribuir de forma praticamente linear os carregamentos entre as longarinas. Utilizando o grau de rigidez do método de Leonhardt, a distribuição obtida se assemelha muito à da Figura 56.

Como a tabela de Leonhardt só fornece os coeficientes para os pontos das longarinas, para se obter os valores nos demais pontos da LI, onde atua cada carga, foi utilizado o recurso *Spline* do *software* AutoCAD 2014, que cria uma curva passando pelos 4 pontos informados, de cotas conhecidas, com o método “Fit” configurado. Essa curva foi extrapolada até os pontos onde atuam as cargas das barreiras.

Com a distribuição transversal definida, adotando-se os resultados do método de Leonhardt, foram obtidas as reações das cargas g_3 e acidental na longarina V1, conforme apresentado nas tabelas seguintes. Essas cargas não foram alteradas durante as etapas de dimensionamento. Ainda que fosse necessário alterar a seção das longarinas para adequá-la a alguma verificação, como foi comprovado que a distribuição é praticamente perfeita, pode-se considerar que pequenas alterações na seção transversal teriam efeitos desprezáveis nessa distribuição. As alterações influenciariam apenas no peso próprio das longarinas e das lajes, que independem do efeito da distribuição para se obter os esforços nas vigas principais, por começarem a atuar quando essas vigas funcionam isoladamente.

Tabela 19 - Reações para o carregamento da etapa 3 em V1.

Cargas g_3 (kN/m)		Distâncias até a V1 (m)		Cotas da LI	
Pav_trechos 1 e 4	13,2924	0,2	9,55	0,6925	-0,1703
Pav_trechos 2 e 3	15,158	3,25	6,5	0,386	0,088
Barreiras 1 e 2	5,075	1,488	11,238	0,8655	-0,311

Fonte: elaborado pela autora.

As cargas foram tomadas conforme os valores apresentados na Figura 54, e as cotas da linha de influência segundo o resultado do método de Leonhardt. Multiplicando os carregamentos pelas suas respectivas cotas da linha de influência de reações em V1, foi obtido o carregamento g_3 de 16,94 kN/m nessa viga.

As cargas de multidão uniformemente distribuídas sobre a longarina (q) e as cargas concentradas dos eixos do veículo-tipo (Q) designadas por pelo índice " na Tabela 20 a seguir são majoradas pelos coeficientes CIV e CIA, pois referem-se à consideração das cargas nos balanços. Essas cargas diferem-se de q' e Q' devido à necessidade de se considerar o CIA até 5 m das descontinuidades estruturais (encontros), o que representa todo o comprimento dos balanços definidos nesse projeto. As cargas com o índice ' referem-se aos carregamentos majorados apenas por CIV, utilizadas na obtenção dos esforços para o vão central. Na tabela também são apresentadas cargas com o índice **neg**, que representam as reações das cargas móveis na longarina V1 para o caso de o veículo-tipo estar passando na posição mais afastada dessa viga, com a carga de multidão considerada apenas no trecho de cotas negativas da linha de influência (acima da horizontal).

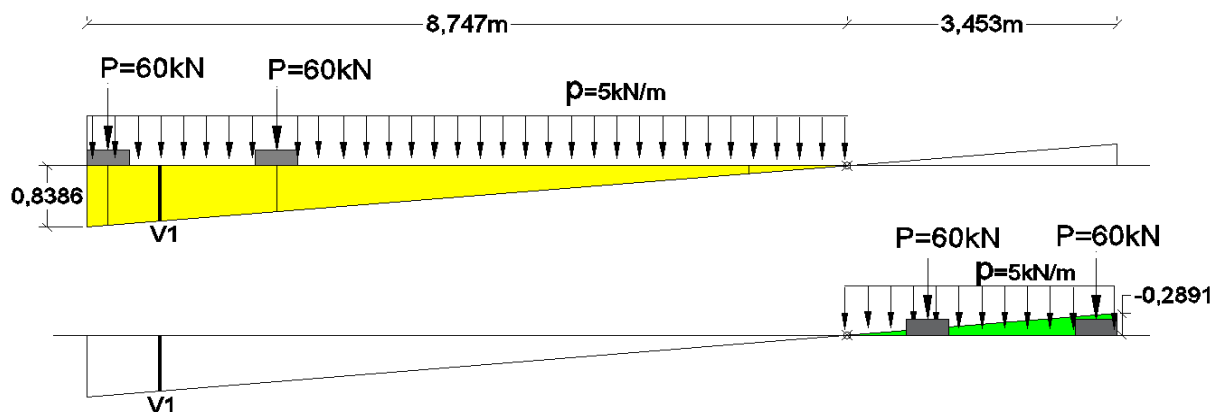
Tabela 20 - Carregamentos acidentais em V1.

Q'	113,82	kN
Q''	142,27	kN
q'	24,48	kN/m
q''	30,60	kN/m
Q' neg	-29,89	kN
q' neg	-3,33	kN/m
Q'' neg	-37,36	kN
q'' neg	-4,16	kN/m

Fonte: elaborado pela autora.

As cargas de índice **neg** foram obtidas pela área hachurada da linha de influência representada à direita da Figura 58 e, as demais, na área à esquerda.

Figura 58 - Áreas da LI de reações em V1 para cargas acidentais positivas e negativas.



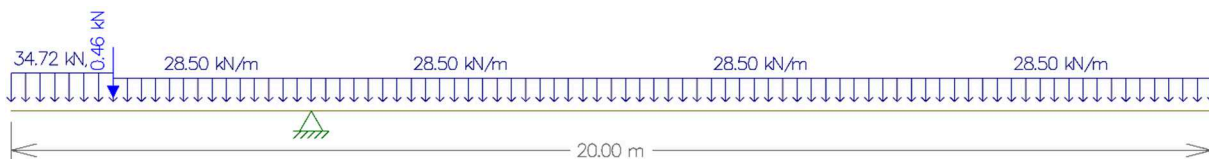
Fonte: elaborado pela autora.

6.4. Análise estrutural

As longarinas foram dimensionadas pelas mais externas (V1 e V4), pois sabe-se que essas vigas são as mais solicitadas, em termos de esforços, num tabuleiro. Como a seção transversal da ponte possui simetria, os cálculos apresentados referem-se a ambas as vigas.

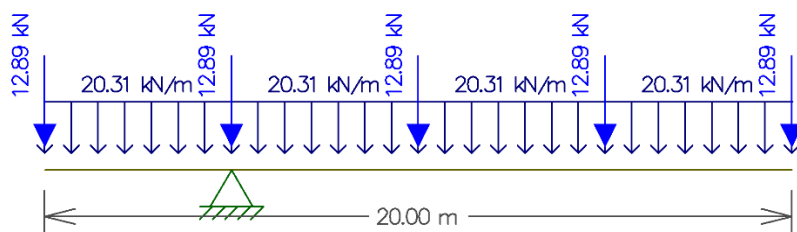
Com as ações e os respectivos carregamentos definidos, modelou-se a viga no *software* F-Tool para cada etapa de projeto a ser considerada, com seus carregamentos em valores característicos. Os dois apoios da superestrutura foram considerados como vínculos do primeiro e do segundo gênero, a fim de modelar uma estrutura isostática. As imagens com os carregamentos em cada etapa representam metade da longarina, visto que os carregamentos ao longo dela são simétricos em relação ao seu ponto médio.

Figura 59 - Carregamentos da etapa 1 em meia viga.



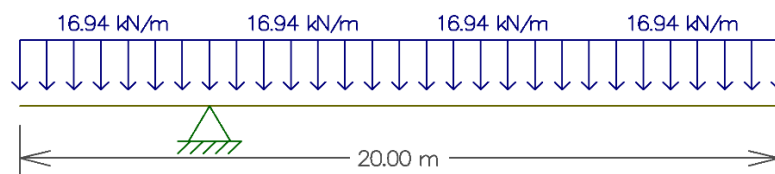
Fonte: elaborado pela autora.

Figura 60 - Carregamentos da etapa 2 em meia viga.



Fonte: elaborado pela autora.

Figura 61 - Carregamento da etapa 3 em meia viga.

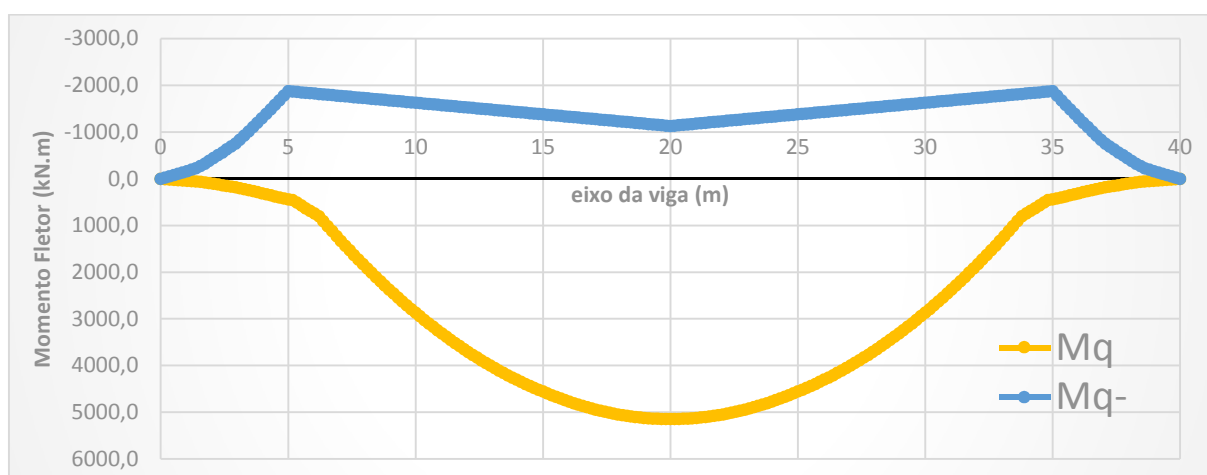


Fonte: elaborado pela autora.

Dos carregamentos apresentados nas Figuras 59, 60 e 61 foram obtidos os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes devidos a cada carregamento permanente. Para as cargas móveis, foi necessário obter as envoltórias devido à passagem do trem-tipo, que ocasiona esforços máximos e mínimos ao longo da viga. Foram consideradas todas as possibilidades de posição dessas cargas para a obtenção das envoltórias (item 6.3.3).

Conforme pode ser visto na envoltória de momentos fletores para as cargas acidentais em V1 (Figura 62), devido à consideração das cargas q''_{neg} e Q''_{neg} , foram obtidos momentos fletores positivos nos balanços e nas seções do vão central próximas aos apoios, que não seriam obtidos com as cargas positivas apenas. A consideração das cargas negativas no vão central (q'_{neg} e Q'_{neg}) não modificou os valores da envoltória, pois os momentos negativos obtidos nesse vão pelas cargas positivas nos balanços foram superiores. Os valores de momentos fletores por cada carga ao longo da viga podem ser conferidos na Tabela 61 em Apêndices.

Figura 62 - Envoltória de momentos fletores pelas cargas acidentais na longarina V1.



Fonte: elaborado pela autora.

A Tabela 21 abaixo resume os momentos fletores, em seus valores característicos, que foram utilizados no dimensionamento das longarinas, para cada seção de controle.

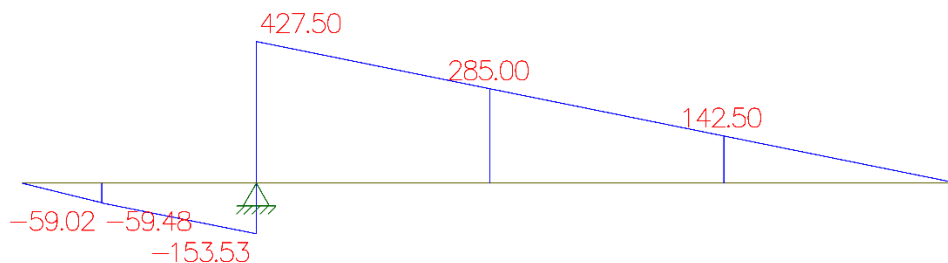
Tabela 21 - Momentos fletores nas seções de controle da longarina V1.

x (m)	Seção	Momentos fletores (kN.m)				
		Mg1	Mg2	Mg3	Mq	Mq-
0	S1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	S2	-401,7	-318,4	-211,8	444,3	-1876,3
10	S3	1379,6	1112,2	847,0	2867,4	-1627,4
15	S4	2448,3	1970,6	1482,3	4553,7	-1378,4
20	S5	2804,6	2256,7	1694,0	5144,2	-1129,4
25	S6	2448,3	1970,6	1482,3	4553,7	-1378,4
30	S7	1379,6	1112,2	847,0	2867,4	-1627,4
35	S8	-401,7	-318,4	-211,8	444,3	-1876,3
40	S9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fonte: elaborado pela autora.

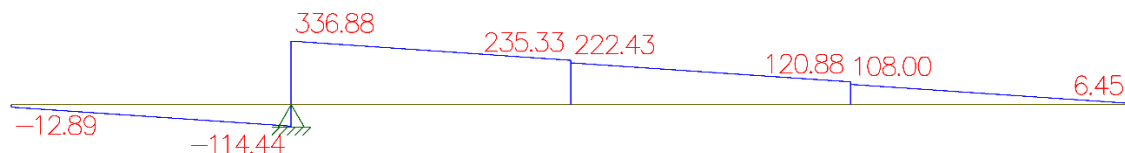
Os esforços cortantes característicos que atuam em cada trecho da longarina entre as seções de controle estão apresentados nas Figuras 63, 64 e 65, para cada caso de carregamento permanente, em valores característicos. Estão apresentadas as seções de S₁ a S₅, que representam metade da viga, considerando a simetria dos carregamentos. Os esforços cortantes devidos às cargas móveis estão apresentados nas verificações de cisalhamento e fadiga, no Capítulo 7.

Figura 63 - Esforços cortantes da etapa 1 em meia viga (kN).



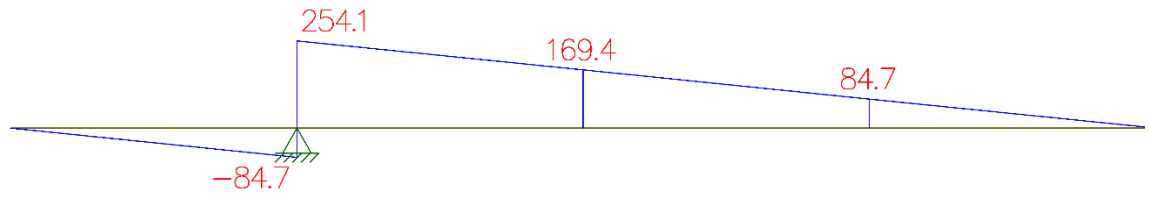
Fonte: elaborado pela autora.

Figura 64 - Esforços cortantes da etapa 2 em meia viga (kN).



Fonte: elaborado pela autora.

Figura 65 - Esforços cortantes da etapa 3 em meia viga (kN).

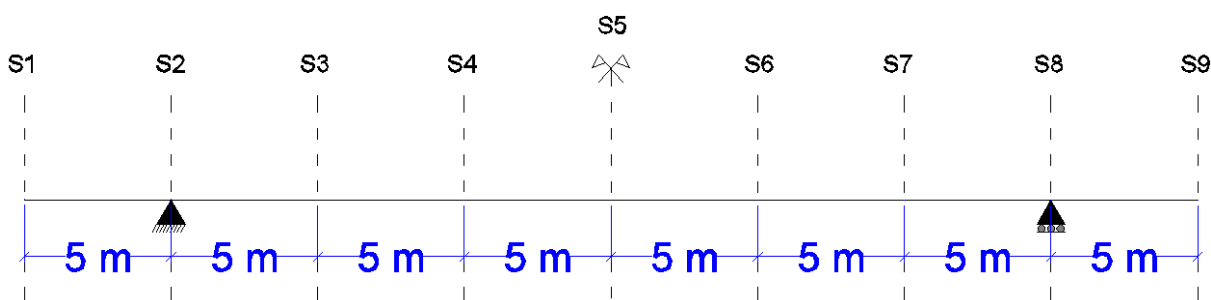


Fonte: elaborado pela autora.

7. DIMENSIONAMENTO

Com base nas teorias abordadas nos Capítulos 2, 3 e 4, os conceitos definidos sobre a construção de tabuleiros do Capítulo 5 e as definições de projeto estabelecidas no Capítulo 6, estão descritos nesse capítulo todos os cálculos realizados para o projeto específico, com as verificações de ELU e ELS. Foram adotadas seções de controle ao longo das longarinas, a cada 5 m, totalizando 9 seções, designadas conforme indicado na Figura 66.

Figura 66 - Seções de controle nas longarinas.



Fonte: elaborado pela autora.

7.1. Dimensionamento da protensão pelas tensões normais em serviço (ELS)

7.1.1. Estimativa do esforço de protensão, da quantidade de cabos e de cordoalhas

Como foi adotada a protensão limitada, foram utilizadas as combinações em serviço frequente e quase-permanente para verificação de tensões onde os momentos acidentais geram parcelas positivas de tensão normal (tração). Nas verificações de compressão, foi utilizada a combinação rara, por ser a mais crítica nessa situação.

Os coeficientes de redução das ações variáveis para pontes rodoviárias, segundo a NBR 8681:2003, são $\Psi_1=0,5$ e $\Psi_2=0,3$, para as combinações frequente e quase-permanente, respectivamente. Conforme a tabela 13.4 de exigências de durabilidade na NBR 6118:2014, na protensão limitada, a combinação frequente deve respeitar o Estado Limite de Formação de Fissuras, não podendo haver tensões de tração superiores a $\alpha \cdot f_{ctk,inf}$, e a combinação quase-permanente deve respeitar o Estado Limite de Descompressão, não podendo haver qualquer tensão de tração. Quanto às tensões de compressão, essas devem permanecer abaixo de 60% da resistência característica do concreto em serviço e abaixo de 70% no ato da protensão.

A Tabela 22 a seguir exemplifica a consideração do sinal do momento acidental mais crítico em cada verificação de tensões. Pelo termo da Equação 24 em que se encontra M_q , que é antecedido por um sinal negativo, constatou-se que para as verificações de tração o momento

acidental e o módulo resistente devem ter sinais opostos, enquanto que, para as verificações de compressão, eles devem ter os mesmos sinais.

Tabela 22 - Sinal do momento acidental mais crítico para cada verificação de tensão.

	Borda inferior	Borda superior
Tração	Positivo	Negativo
Compressão	Negativo	Positivo

Fonte: elaborado pela autora.

Com essas considerações, sendo o concreto de classe C35 e a idade do concreto no ato da protensão de 28 dias, as tensões limites consideradas para o dimensionamento e a verificação das tensões seguem os valores da Tabela 23.

Tabela 23 - Tensões limites de tração e compressão.

$\sigma_{t_ato} =$	2696,4	Há apenas o peso próprio da viga, sem ações variáveis
$\sigma_{c_ato} =$	-24500,0	
$\sigma_{t_serv} =$	2696,4	Combinação frequente, $\psi_1=0,5$
$\sigma_{t_serv} =$	0	Combinação quase-permanente, $\psi_2=0,3$
$\sigma_{c_serv} =$	-21000	Combinação rara, sem redução

Fonte: elaborado pela autora.

O processo de estimativa do esforço P foi feito avaliando o esforço necessário para combater as tensões normais de tração na viga em serviço (tempo infinito), o que ocorre de forma mais crítica para as bordas inferiores da seção do meio do vão central (momentos positivos máximos devido às ações externas) e nas bordas superiores das seções dos apoios (momentos negativos máximos). Foram consideradas, inicialmente, essas regiões para a verificação do número de cordoalhas necessárias.

Na Equação 24, apresentada no item 5.3, foi mostrado que na viga em serviço (com a seção composta) surgem descontinuidades no diagrama de tensão normal na seção transversal. Dessa forma, a verificação nas bordas superiores em serviço foi feita para a fibra mais superior da laje e a fibra mais superior da seção pré-moldada da viga, logo abaixo da laje, pois é nesses pontos que podem ocorrer as tensões máximas (em módulo) nas fibras acima do CG da viga. Para as verificações das bordas inferiores, bastou considerar a fibra mais inferior da seção. Portanto, além dos dados de y e W para as bordas superior e inferior da seção composta apresentados, também foram consideradas essas propriedades para a fibra mais superior da viga pré-moldada, designadas por y_v e W_v (Tabela 24). As propriedades dessa fibra em relação à seção inicial são y_{s1} e W_{s1} , já apresentadas na Tabela 12.

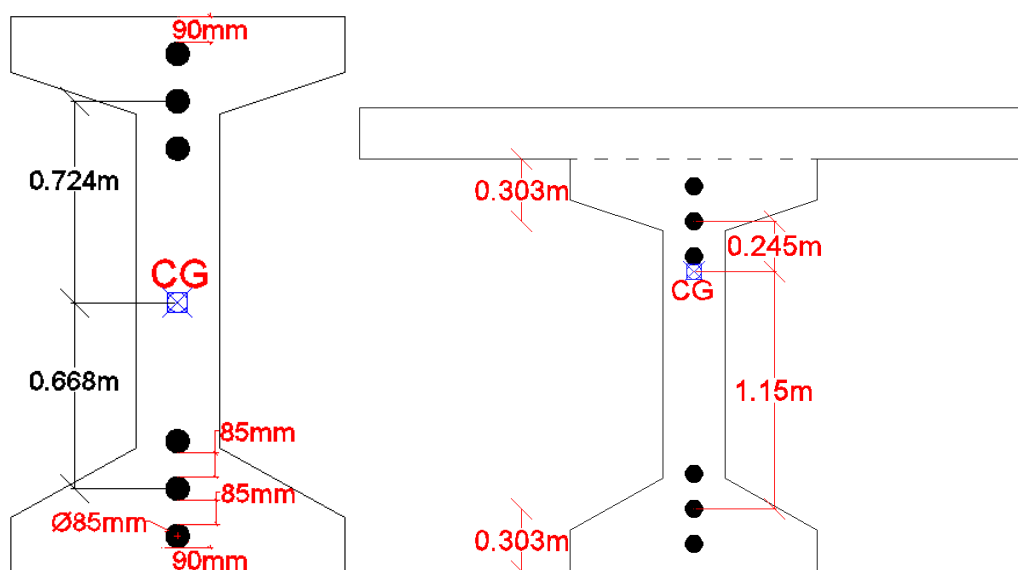
Tabela 24 - Propriedades da fibra superior da viga inicial em relação à seção composta.

y_v (m)	0,55
W_v (m ³)	2,23

Fonte: elaborado pela autora.

A posição dos cabos de protensão nas seções de momentos fletores máximos foi definida pelas excentricidades máximas possíveis. Como de início não se sabe o número de cordoalhas necessárias e, conseqüentemente, a quantidade de cabos, foi suposto o caso de 3 cabos de protensão dispostos sobre um eixo vertical na seção transversal, com diâmetro da bainha de 8,5 cm. Esse valor foi considerado conforme o catálogo do fabricante para os cabos de 22 ou 24 cordoalhas. A posição do cabo equivalente foi tomada no centro de gravidade do conjunto formado por eles. Para o cálculo das excentricidades máximas, foi considerado o cobrimento de 4 cm das armaduras passivas, um espaço para o posicionamento de estribos (estimados com a bitola de 10 mm) e de barras de armadura passiva (considerando poder alojar até uma camada de bitolas de 20 mm), e uma distância vertical entre essas barras e o cabo mais próximo (de 20 mm, conforme especificado no item 18.3.2.2 da NBR 6118:2014 para o detalhamento de vigas), totalizando uma distância de 9 cm entre as bordas da seção e a face do cabo mais próximo. O espaçamento entre cabos foi tomado como o valor do diâmetro da bainha, entre as faces dos cabos, conforme especificado na Figura 26. As excentricidades obtidas quando os cabos são dispostos na porção inferior da viga (no meio do vão central) e na porção superior (nos apoios) estão mostradas na Figura 67, em relação ao CG da seção transversal inicial (para verificação no ato da protensão) e da seção composta (para verificação em serviço).

Figura 67 - Excentricidades máximas do cabo equivalente nas seções inicial e composta.



Fonte: elaborado pela autora.

Inicialmente, também foi necessário supor valores de perdas imediatas e progressivas de protensão. Posteriormente, com o traçado definido, as perdas efetivas puderam ser calculadas. Os valores adotados encontram-se na Tabela 25, em relação ao esforço aplicado pelo equipamento de protensão (P_i), e foram estimados com base na experiência adquirida em trabalhos anteriores, para a seção do meio do vão central. O índice i indica o esforço aplicado pelo macaco de protensão, o índice 0 indica o esforço inicial na viga (após ocorrerem as perdas imediatas) e o índice ∞ indica o esforço após ocorrerem todas as perdas progressivas.

Tabela 25 - Estimativa das perdas de protensão para os cálculos iniciais.

Perdas imediatas	10% P_i
Perdas progressivas	20% P_i
Perdas totais	30% P_i

Fonte: elaborado pela autora.

A partir da tensão de protensão máxima inicialmente aplicada $\sigma_{pi}=1402,2$ MPa (para o aço CP 190 RB), com a área da cordoalha de 12,7 mm especificada pela NBR 7483:2008, foi obtido o esforço de protensão inicial máximo que pode ser aplicado por cordoalha (p_i). Na Tabela 26 estão apresentados os esforços de tração nas cordoalhas utilizadas, considerando as perdas indicadas.

Tabela 26 - Esforços de tração aplicados por cordoalha.

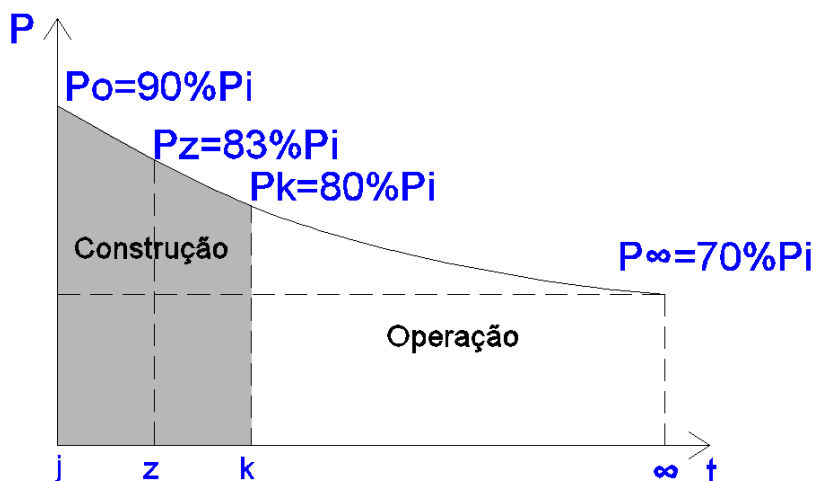
p_i	141,5	kN/cordoalha
p_0	127,3	kN/cordoalha
p_∞	99,0	kN/cordoalha

Fonte: elaborado pela autora.

Conforme explicado no Capítulo 5 (item 5.3), para utilizar a equação de tensões, considerando as etapas de construção, em uma idade em que já se considera a seção composta da viga, como em $t = \infty$, é necessário estimar uma relação entre o esforço de protensão na idade z (que divide o período em que a seção transversal da viga é a inicial e a composta) e o esforço na idade em que se deseja calcular as tensões. Analisando pela Figura 44 as idades consideradas em cada etapa, percebe-se que a seção inicial existe durante 33 dias após a protensão (da idade j à idade z), um período que representa 54% do tempo de construção (da idade j à idade k , 61 dias). Com a suposição de que metade das perdas progressivas ocorrem durante esse tempo de construção, e considerando que o avanço das perdas progressivas não é linear no tempo, sendo maior nas idades iniciais, foi estimado heurísticamente que 70% dessas perdas durante a construção ocorram até a idade z , representando 7% de P_i . Dessa forma, o

esforço de protensão P_z deve ser o valor do esforço inicial aplicado (P_i) reduzido de 10% de perdas imediatas e 7% de perdas progressivas. Ou seja, $P_z = 0,83P_i$. Sendo $P_\infty = 0,7P_i$, conforme a estimativa da Tabela 25, foi obtida a relação $P_z = 1,186P_\infty$.

Figura 68 - Consideração do avanço das perdas progressivas nas idades analisadas.



Fonte: elaborado pela autora.

Com todas as considerações apresentadas, pôde-se partir para o cálculo do esforço de protensão necessário para controlar as tensões de tração na viga em final de projeto ($t = \infty$). A estimativa foi feita isolando o esforço P_∞ da equação de tensões, aplicando na equação a respectiva tensão limite de tração e o coeficiente ψ para cada combinação (frequente e quase-permanente). Assim, a estimativa foi feita para duas combinações de ações em cada um dos três pontos avaliados, sendo eles a borda inferior do vão central e as bordas superiores dos apoios (a fibra mais superior da viga inicial e a fibra mais superior da laje), resultando em 6 estimativas de P_∞ . A Tabela 27 apresenta esses resultados para as perdas de protensão estimadas e o cabo equivalente posicionado nas excentricidades máximas.

Tabela 27 - Resultado do número de cordoalhas pela estimativa inicial.

Fibra, seção	Combinação	P_∞ , nec	Cordoalhas
BI, S5	Frequente	-5357,02	55
	Quase-permanente	-6090,35	62
BS laje, S2	Frequente	-14481,22	147
	Quase-permanente	5159,02	-53
BS viga, S2	Frequente	-176,12	2
	Quase-permanente	-1308,18	14

Fonte: elaborado pela autora.

De posse desses resultados, fez-se algumas observações importantes acerca das consequências nas tensões em serviço devido à incorporação da laje da longarina. Percebe-se

que a estimativa pela seção do meio do vão forneceu valores razoavelmente próximos para as duas combinações de ações. Já na seção dos apoios, os valores apresentados divergem. Para a fibra superior da viga pré-moldada, a combinação quase-permanente mostra-se bem mais crítica que a frequente e não são necessárias tantas cordoalhas como no meio do vão. Na fibra superior da laje o comportamento é diferenciado. Num primeiro momento, pode-se pensar que a combinação frequente mostrou-se mais crítica, por apresentar um número maior de cordoalhas. Contudo, para as lajes esses valores indicam o número máximo de cordoalhas que devem ser utilizadas, a fim de garantir as tensões limites de tração referentes a cada combinação. Na dedução da equação para o esforço P_∞ necessário mostrada a seguir, percebe-se que como nas lajes a parcela de P_∞ fica com sinal negativo, ao ser isolada a variável o sinal da inequação deve ser invertido. Como o esforço P_∞ é negativo, pois representa uma compressão no concreto, a limitação de um esforço mínimo representa a limitação da quantidade máxima de cordoalhas. Isso não ocorre nas demais fibras, que existem no ato da protensão, pois no caso delas a parcela de P_∞ não fica com sinal negativo ao ser isolada.

Equação 25 – Esforço P_∞ necessário na borda superior da laje nos apoios pela combinação quase-permanente

$$\begin{aligned}
 \sigma_{BS,laje,\infty} &= -\frac{(P_Z - P_\infty)}{A_2} - \frac{(P_Z - P_\infty) \cdot e_{p2}}{W_{s2}} - \frac{(M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q^-)}{W_{s2}} \leq 0 \quad \therefore \\
 -(P_Z - P_\infty) \cdot \left(\frac{1}{A_2} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right) &\leq \frac{(M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q^-)}{W_{s2}} \quad \therefore \\
 -(P_Z - P_\infty) &\leq \frac{(M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q^-)}{W_{s2} \cdot \left(\frac{1}{A_2} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right)} \quad \therefore \\
 -(1,186P_\infty - P_\infty) &\leq \frac{(M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q^-)}{W_{s2} \cdot \left(\frac{1}{A_2} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right)} \quad \therefore \\
 -(0,186P_\infty) &\leq \frac{(M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q^-)}{W_{s2} \cdot \left(\frac{1}{A_2} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right)} \quad \therefore \\
 P_\infty &\geq \frac{-(M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q^-)}{0,186 \cdot W_{s2} \cdot \left(\frac{1}{A_2} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right)}
 \end{aligned}$$

Observação: nessa inequação é aplicado o momento acidental negativo, que fornece um resultado mais crítico para a análise de tração.

Dessa forma, a combinação quase-permanente é, na verdade, a mais crítica. E além de ela resultar num número máximo de cordoalhas inferior, esse número é negativo, exigindo um esforço P necessário de sinal positivo, ou seja, de tração. Conforme apresentado na Figura 45, nas fibras da laje surgem descontinuidades de tensões, porque elas não recebem o efeito do esforço normal de compressão pela tração aplicada nos cabos de aço, que é transferido apenas às fibras da seção que existem inicialmente. Elas ficam sujeitas apenas à perda de protensão no tempo e aos demais esforços de momentos fletores pelos carregamentos externos. Pela equação dessas bordas (Equação 25), percebe-se que não é possível que a tensão nas lajes fique abaixo de zero (limite para a combinação quase-permanente) considerando um esforço de protensão negativo, a menos que a excentricidade dos cabos nos apoios (e_{p2}) fosse negativa, e de valor muito elevado, capaz de fazer essa parcela ser de compressão e ainda superar as demais.

Deve-se ter em mente que, devido à incorporação de 25 cm de laje com 3,25 m de largura, a inércia da seção transversal dobrou de valor (de $0,59 \text{ m}^4$ para $1,22 \text{ m}^4$) e o centro de gravidade da seção subiu, causando grande variação entre o módulo resistente para a fibra superior da viga inicial ($W_{s1}=0,57 \text{ m}^3$ e $W_v=2,23 \text{ m}^3$). Essa mudança entre etapas faz com que a parcela referente à tensão limite de tração, na inequação de tensão normal, seja preponderante em relação às demais parcelas. Por isso há tanta diferença nos valores máximos de cordoalhas para as fibras da laje entre as duas combinações de ações apresentadas na Tabela 27.

As seções dos apoios não foram consideradas na estimativa do número de cordoalhas, preferiu-se estimar a protensão apenas com o comportamento da viga no meio do vão central. Assim, foi utilizado o valor de 62 cordoalhas. A partir desse número, foi verificado junto ao catálogo da Freyssinet as opções de cabos com suas respectivas quantidades de cordoalhas. O arranjo de 3 cabos de 22 cordoalhas foi escolhido, que totaliza 66 cordoalhas, um pouco acima do estimado, visto que muitas aproximações foram feitas e devido à própria limitação do fabricante. Esses cabos possuem diâmetro da bainha de 8,5 cm e, portanto, a excentricidade máxima estimada para o meio do vão e os demais cobrimentos e espaçamentos considerados previamente não tiveram de ser corrigidos.

Foram feitas verificações nas seções dos apoios para estudar o comportamento das tensões na região dos momentos negativos, utilizando como base a relação entre P_z e P_∞ idealizada para o vão central, e também alterando ligeiramente essa relação para avaliar a sensibilidade do cálculo a ela. A partir de algumas análises, foi constatada a necessidade de redução da excentricidade dos cabos nessas regiões (seções S_2 e S_8). Com a quantidade de cordoalhas mais elevada, necessária para a seção do meio do vão, a redução da excentricidade visa compatibilizar as tensões nos apoios. Assim, a excentricidade adotada para o traçado do

cabo equivalente nessas seções foi de 0,496 m e 0,014 m, em relação ao CG da seção inicial e da seção composta, respectivamente, diferindo dos valores máximos apresentados na Figura 67.

Definidos os cabos de protensão e suas posições nas seções S₂, S₅ e S₈, atendendo às exigências em termos de limite de tração em tempo infinito, fez-se as demais verificações de tensão, em termos de tração e compressão, em serviço e no ato da protensão, conforme apresentado na tabela a seguir. Com as verificações feitas para a estimativa da protensão, partiu-se para a etapa de definição do traçado dos cabos, efetivamente.

Tabela 28 - Verificações de tensão nas demais situações de projeto.

Verificação	Fibra	Combinação	P _∞ ou P ₀ (kN/m ²)	Limite (kN/m ²)
Compressão excessiva em serviço	BS laje S ₅	Rara	-4753	> -21000
	BS viga S ₅	Rara	-9664	> -21000
	BI S ₂	Rara	-4953	> -21000
Tração excessiva no ato da protensão	BS inicial S ₅	-	-2470	< 2696
	BI inicial S ₂	-	-1802	< 2696
Compressão excessiva no ato da protensão	BI inicial S ₅	-	-12022	> -24500
	BS inicial S ₂	-	-13243	> -24500
Legenda: BS: refere-se à borda superior. BI: refere-se à borda inferior.				

Fonte: elaborado pela autora.

Observação: Todos os cálculos de tensões normais nas seções transversais feitos nesse trabalho consideraram a Equação 24 e o valor de suas parcelas conforme a seção e a etapa consideradas. Para as verificações no ato da protensão, utilizou-se a Equação 26.

Equação 26 - Tensão normal na seção transversal inicial no ato da protensão

$$\sigma_{ato} = P_0 \left(\frac{1}{A_1} + \frac{e_{p1}}{W_1} \right) - \frac{M_{g1}}{W_1} \leq \bar{\sigma}_t \text{ ou } \geq \bar{\sigma}_c$$

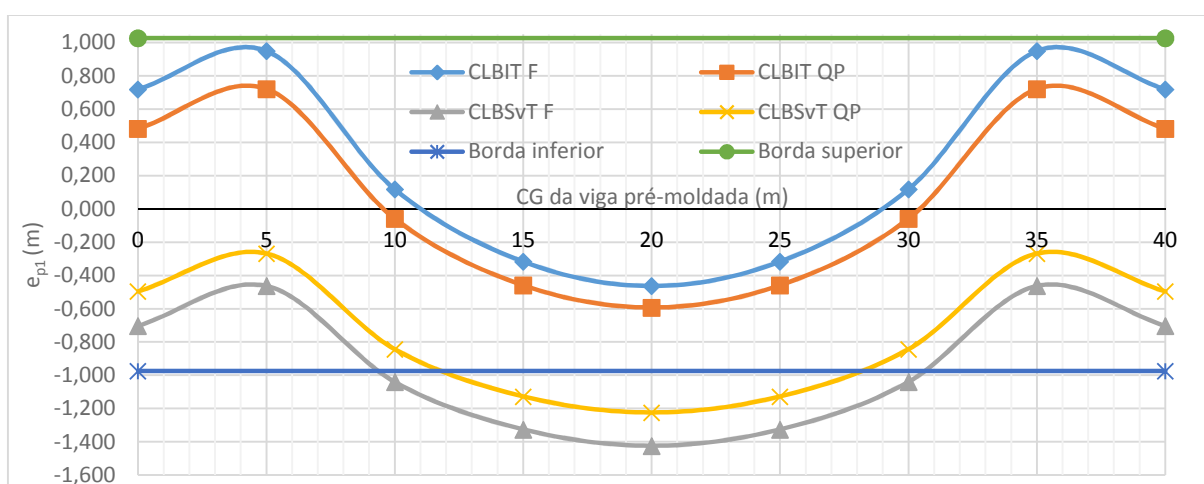
7.1.2. Traçado dos cabos

Apesar de ter sido adotado um cabo equivalente abaixo do valor máximo possível nos apoios, conforme explanado no item anterior, os cabos foram dispostos nessa região com um espaçamento vertical entre si maior. Assim se permite que o cabo mais superior esteja posicionado próximo da região da mesa. Essa medida foi tomada a fim de melhorar o comportamento da viga em termos de Estado Limite Último.

Definido o posicionamento dos três cabos nas seções S₂, S₅ e S₈, foi utilizado o recurso das curvas-limite para obter o traçado nas demais seções da viga. Foram adotadas as curvas-

limite de tração em serviço para a borda inferior e para a borda superior da viga inicial, com as equações de tensão para as combinações frequente e quase-permanente para cada seção de controle. Como essas equações ficam em função da excentricidade do cabo equivalente, fez-se uso do recurso “atingir meta” do *software* Excel, para que essas tensões atingissem os valores limites de cada combinação. As excentricidades máximas possíveis para atender às verificações delimitam a região para o traçado do cabo equivalente (Figura 69).

Figura 69 – Curvas-limite: distâncias máximas em relação ao CG da seção inicial.

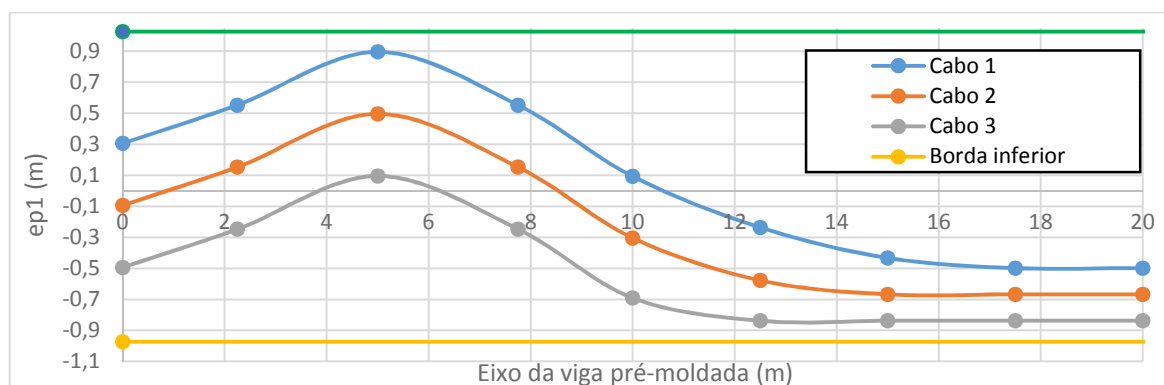


CLBIT F: Curva-limite da borda inferior à tração, combinação frequente;
 CLBIT QP: Curva-limite da borda inferior à tração, combinação quase-permanente;
 CLBSvT F: Curva-limite da borda superior da viga inicial à tração, combinação frequente;
 CLBSvT QP: Curva-limite da borda superior da viga inicial à tração, combinação quase-permanente.

Fonte: elaborado pela autora.

A partir da região obtida na figura anterior, entre as curvas CLBIT QP e CLBSvT QP, foi definido um traçado, com o cabo equivalente (em relação à seção inicial) dentro dessa região. Os trechos retos são de 5 m, 10 m e 15 m, para o cabo 1, o cabo 2 e o cabo 3, respectivamente. A nomenclatura dos cabos foi adotada conforme pode ser visto na Figura 70.

Figura 70 - Traçado dos cabos em relação à viga pré-moldada. Detalhe em meia viga.



Fonte: elaborado pela autora.

As excentricidades do cabo equivalente para a seção inicial e composta estão apresentadas na Tabela 29 para as seções S_1 a S_5 , visto que há simetria com as demais seções. Os termos e_{p1} e e_{p2} referem-se às excentricidades do cabo equivalente, em relação ao CG da viga, antes e depois da incorporação das lajes como mesa colaborante, respectivamente. Os detalhamentos com a posição de cada cabo em relação ao CG das seções inicial e composta em cada seção de controle encontram-se nas Figuras 88 a 92, em Apêndices.

Tabela 29 - Excentricidade do cabo equivalente nas seções inicial e composta.

Seção	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
x (m)	0	5	10	15	20
e_{p1} equiv. (m)	-0,094	0,496	-0,301	-0,646	-0,668
e_{p2} equiv. (m)	-0,576	0,014	-0,782	-1,129	-1,150

Fonte: elaborado pela autora.

O traçado escolhido também levou em conta a distância necessária entre as placas de ancoragem (nas seções de extremidade) e o raio de curvatura mínimo. A disposição dos cabos com as placas de ancoragem nas seção da extremidade pode ser vista na Figura 85, em Apêndices. O eixo do cabo mais inferior ficou distante da borda inferior da viga em 47,7 cm, sendo que o mínimo exigido pelo fabricante é de 35,3 cm. A distância mínima entre as ancoragens é de 39,5 cm, tendo sido deixados 40 cm. Foram adotados os espaçamentos mínimos necessários segundo as recomendações do fabricante para os cabos de 27 cordoalhas, pois não se dispunha de um valor para o caso de 22 (ver Tabela 13). A verificação quanto ao raio de curvatura foi feita na região dos apoios. Abaixo estão mostrados os cálculos para o Cabo 3, que possui a mesma geometria que os demais sobre os apoios.

Dados da geometria do cabo:

- $\lambda L = 7,5 \text{ m}$
- $h_2 = 0,343 \text{ m}$
- $e_1 + e_2 = 0,935 \text{ m}$

Cálculo do raio:

- $\beta L = h_2 \cdot \lambda L / (e_1 + e_2) = 2,75 \text{ m}$
- $r = \lambda L \cdot \beta L / 2 \cdot (e_1 + e_2) = 11,03 \text{ m}$

Portanto, o raio de curvatura está de acordo com os limites indicados por todas as referências apresentadas no item 4.6 para o cabo de 22 cordoalhas e 8,5 cm de diâmetro.

7.1.3. Cálculo das perdas de protensão efetivas

Haja vista que o cálculo das perdas imediatas é feito na sequência apresentada no Capítulo 4, iniciando pelas perdas por atrito e finalizando no encurtamento elástico do concreto, os valores finais de $P_0(x)$ em cada seção de controle estão apresentados no item 7.1.3.3.

7.1.3.1. Perdas por atrito

Com o traçado do cabo equivalente definido, foram obtidos os ângulos médios do cabo em cada trecho entre seções de controle, em relação à horizontal. Para a definição do ângulo em cada seção, foi utilizada a média dos ângulos de seus trechos adjacentes. No caso de seção de extremidade, é utilizado o ângulo médio de seu único trecho adjacente.

O cálculo do esforço de protensão com as perdas por atrito foi feito conforme a Equação 14, com os coeficientes especificados na Tabela 11. A Tabela 30 contém os parâmetros de cálculo e o esforço de protensão calculado para cada seção.

Tabela 30 - Esforço de protensão com perdas imediatas por atrito.

Seção	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
$\alpha_{\text{méd}} \text{ (rad)}$	-0,117	0,000	0,114	0,037	0,000
$\Sigma\alpha \text{ (rad)}$	0,000	0,117	0,231	0,308	0,344
P(x) (kN)	-9337	-9032	-8746	-8543	-8426

Fonte: elaborado pela autora.

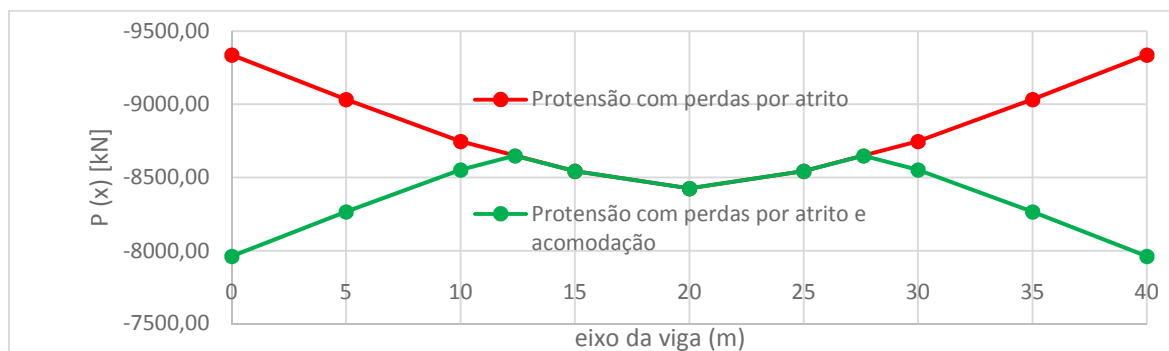
7.1.3.2. Perdas por acomodação da ancoragem

As perdas totais por acomodação da ancoragem na viga somam o valor de área de 7991 kN.m, conforme a aplicação da Equação 15:

$$\text{Área total} = \delta \cdot E_p \cdot A_p = (0,006) \cdot (200000000) \cdot (6,659 \cdot 10^{-3}) = 7991 \text{ kN.m}$$

A partir do gráfico do esforço com as perdas por atrito, foi obtido o gráfico espelhado com as perdas por acomodação, em que a diferença resultante iguala-se à área obtida. Esses gráficos podem ser visualizados na Figura 71.

Figura 71 - Esforço de protensão com as perdas por acomodação da ancoragem.



Fonte: elaborado pela autora.

7.1.3.3. Perdas por encurtamento elástico do concreto

Conforme a teoria das perdas por encurtamento elástico do concreto apresentada no Capítulo 4, a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto fornecida na Tabela 11 e a quantidade de cabos $n=3$, foram calculadas as perdas imediatas de protensão por encurtamento. Na Tabela 31 estão apresentadas essas perdas e também os esforços de protensão finais devidos a todas as perdas imediatas, em cada seção.

Tabela 31 - Perdas de protensão por encurtamento elástico do concreto e esforço com as perdas imediatas totais.

$\alpha p=$ 6,04		$n=$ 3			
Seção	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
σ_{cp}	-7103,31	-10708,49	-8817,01	-13562,37	-13784,42
σ_{cg}	0,00	677,47	705,20	2690,27	3185,09
$\Delta\sigma_p$	-14293,79	-20185,14	-16323,16	-21877,61	-21328,73
ΔP (kN)	-95,19	-134,42	-108,70	-145,69	-142,04
$P_0(x)$ (kN)	-7866	-8132	-8444	-8398	-8285

Fonte: elaborado pela autora.

7.1.3.4. Perdas progressivas

Todos os parâmetros de cálculo dos coeficientes de fluência e as deformações por retração foram calculados conforme as prescrições da NBR 6118:2014, considerando as especificações do presente projeto. Para o cálculo dos coeficientes nas idades w , z e k foram utilizadas as tabelas e equações do Anexo A da norma. Os valores de Ψ_{1000} foram obtidos da tabela 8.4 da norma por interpolação linear entre os valores para cordoalhas de baixa relaxação com σ_{p0} entre $0,6$ a $0,7f_{ptk}$, que foi a faixa obtida em todas as seções.

Para a definição das idades t e t_0 foi utilizado o item A.2.4.1 da norma, considerando o cimento CPV-ARI, a temperatura média de 20°C mantida constante durante o endurecimento do concreto, sem cura a vapor, que o carregamento inicial atua na idade de 28 dias e as demais

idades t são obtidas em função da idade em que se quer calcular o respectivo coeficiente, multiplicadas pelos coeficientes α para a fluência e a retração.

Tabela 32 - Idades fictícias do concreto (dias).

Efeito	α	idade	w	z	k	∞
Fluência	3	t_0	84,00	84,00	84	84
		t	99	183	267	10000
Retração	1	t_0	28	28	28	28
		t	33	61	89	10000

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 33 - Coeficiente de fluência em cada idade.

Coef.\Idades	w	z	k	∞
$\beta_{1t0=}$	1,088	1,088	1,088	1,088
$\beta_{1t=}$	1,098	1,129	1,145	1,209
$f_{c(t0)}/f_{c(t\infty)}$	0,991	0,963	0,951	0,900
φ_a	0,007	0,029	0,040	0,080
h_{fic} (cm)	43,605	43,605	45,260	46,473
φ_{1c} (%)	2,5	2,5	2,5	2,5
φ_{2c}	1,346	1,346	1,337	1,331
$\varphi_{f\infty}$	3,365	3,365	3,343	3,327
A	306,331	306,331	311,326	314,887
B	869,033	869,033	885,079	896,144
C	644,184	644,184	660,452	672,294
D	11902,191	11902,191	12092,006	12223,676
$\beta_{f(t)}$	0,480	0,554	0,598	0,966
$\beta_{f(t0)}$	0,461	0,461	0,457	0,454
$\varphi_{d\infty}$	0,4	0,4	0,4	0,4
$\beta_{d(t)}$	0,412	0,704	0,802	0,995
$\varphi(t,t_0)$	0,236	0,624	0,832	2,182

Fonte: elaborado pela autora.

Os coeficientes necessários para o cálculo do coeficiente de fluência foram obtidos conforme as prescrições do item A.2.2.3 da NBR 6118:2014. Para o cálculo dos coeficientes β_1 do aumento da resistência do concreto no tempo, para o cálculo de φ_a , foi utilizada a equação do item 12.3.3 da respectiva norma. No caso da espessura fictícia (h_{fic}), na idade ∞ foi considerado o perímetro e a área da seção composta, enquanto que nas idades w e z foi considerada a seção inicial. Para a idade k tanto o perímetro como a área foram ponderados, sendo os pesos de 33 dias para a seção inicial e 28 dias para a composta.

Tabela 34 - Deformação específica de retração em cada idade.

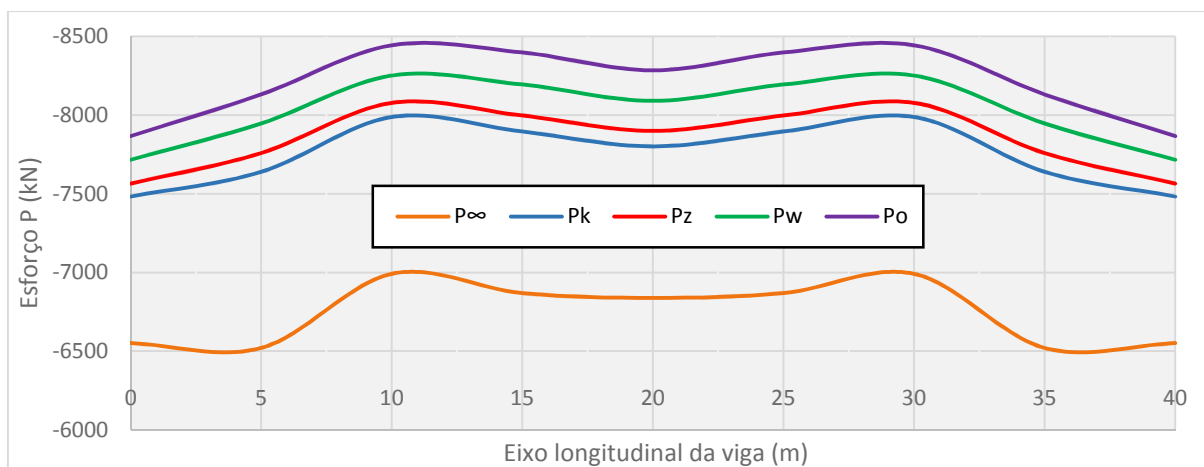
Coef.\Idades	w	z	k	∞
$e_{cs \text{ inf}}$	-4,92E-04	-4,92E-04	-4,89E-04	-4,87E-04
e_{1s}	-6,20E-04	-6,20E-04	-6,20E-04	-6,20E-04
e_{2s}	0,793	0,793	0,789	0,786
$B_{s(t)}$	0,098	0,145	0,175	1,001
$B_{s(t_0)}$	0,087	0,087	0,083	0,080
$h_{fic} \text{ (cm)}$	43,605	43,605	45,260	46,473
A	40	40	40	40
B	47,129	47,129	47,760	48,179
C	37,070	37,070	36,949	36,861
D	314,494	314,494	330,569	342,528
E	96,022	96,022	103,845	109,756
$e_{cs(t,t_0)}$	-5,10E-06	-2,84E-05	-4,50E-05	-4,49E-04

Fonte: elaborado pela autora.

Para a definição dos coeficientes η e ρ_p , foram necessárias aproximações em função da mudança de seção transversal no tempo. Foram consideradas as propriedades A_p , e_p e I_c da seção que atua até a respectiva data. Para as idades w e z, foram tomadas as propriedades apenas da seção inicial. Já para k e ∞ , foi necessário considerar uma ponderação entre as propriedades da seção inicial, que atua por até 33 dias após a protensão, e a seção composta, que atua dessa data até essas idades. A ponderação na idade k foi feita de forma linear, visto que se tratam de períodos curtos em relação à vida útil (33 dias com a seção inicial e 28 com a composta). Para a idade ∞ , foi necessário um processo iterativo de correção dos valores η e ρ_p . Primeiramente foram calculadas as perdas progressivas para a idade ∞ considerando apenas as propriedades da seção composta no cálculo de η e ρ_p , pois é a seção que atua na maior parte do tempo. Contudo, do resultado das perdas progressivas calculadas para a idade z, em relação ao esforço P_0 de cada seção, pôde-se obter o quanto das perdas totais ocorrem entre a idade z e a idade ∞ . Dessa forma, os coeficientes η e ρ_p foram recalculados, fazendo-se uma ponderação deles para a seção inicial e a composta, em função do quanto de perdas ocorrem em cada seção. Com 2 iterações de cálculo os resultados convergiram. Os dados de cálculo das perdas progressivas em cada seção estão disponíveis na Tabela 62 em Apêndices.

7.1.3.5. Esforço de protensão efetivo no tempo

Figura 72 - Gráfico da variação do esforço P ao longo da viga em cada idade.



Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 35 - Esforço de protensão por idade nas seções de controle (kN).

Idade\Seção	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉
P _o	-7866	-8132	-8444	-8398	-8285	-8398	-8444	-8132	-7866
P _w	-7716	-7947	-8251	-8194	-8091	-8194	-8251	-7947	-7716
P _z	-7565	-7759	-8078	-7997	-7900	-7997	-8078	-7759	-7565
P _k	-7482	-7640	-7988	-7896	-7801	-7896	-7988	-7640	-7482
P _∞	-6551	-6520	-6991	-6869	-6839	-6869	-6991	-6520	-6551

Fonte: elaborado pela autora.

Em relação à estimativa de perdas de protensão, as perdas totais na seção do meio do vão e nas seções dos apoios ficaram próximas ao estimado, sendo 27% e 30%, respectivamente. A relação $P_z = 1,186P_\infty$, determinada heurísticamente, apresentou um erro de apenas 2,64% em relação ao valor efetivo.

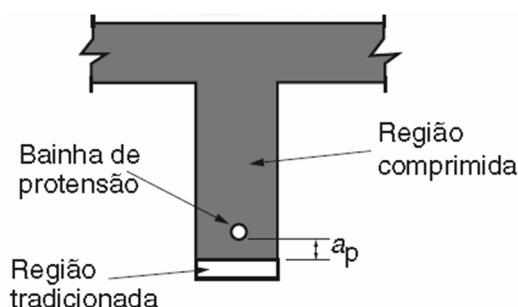
7.1.4. Verificação final de tensões normais nas seções de controle

A partir das 9 seções de controle definidas ao longo da viga, a posição do cabo equivalente, as perdas imediatas e progressivas de protensão em cada uma delas, foi feita a verificação final de tensões normais. Como tanto a geometria da viga, como os carregamentos e a protensão são todos simétricos em relação à seção do meio do vão, a verificação foi feita para as seções $S_1=S_9$, $S_2=S_8$, $S_3=S_7$, $S_4=S_6$ e S_5 . As tensões obtidas em cada seção de controle e em cada idade analisada estão mostradas nas Tabelas 63 e 64 em Apêndices. Para a verificação em final de projeto e na idade k, em que é considerada a carga móvel, as tensões mais positivas foram verificadas em termos das combinações frequente e quase-permanente, enquanto que as

tensões mais negativas foram verificadas para a combinação rara, que é a mais crítica para as tensões de compressão. Nas Figuras 87 e 88 em Apêndices estão disponíveis os diagramas de tensão normal em tempo infinito e no ato da protensão.

Foi verificado que todos os casos de tensão analisados estão de acordo com os limites, para cada combinação. As fibras das lajes, para as idades ∞ e k , apresentaram tensões de tração para a combinação quase-permanente, o que ocorre conforme foi explicado no item 7.1.1. Apesar de ter sido estabelecido que não deve haver tensões de tração para essa combinação, para atender ao ELS-D, essa situação se enquadra no Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP), que permite que ocorram tensões de tração, desde que elas estejam abaixo do limite $\alpha \cdot f_{ctk,inf}$ e a uma certa distância a_p da bainha mais próxima. Isso está previsto na Tabela 2, em que a NBR 6118:2014 permite substituir o ELS-D pelo ELS-DP, com $a_p = 50 \text{ mm}$, conforme indicado na Figura 73.

Figura 73 - Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP).



Fonte: NBR 6118, 2014, p. 5.

A distância a_p da laje ao cabo mais superior nas seções dos apoios é de 90 mm, ultrapassando o valor mínimo de 50 mm. Nas demais seções os cabos estão mais distantes da laje e, portanto, todas as fibras das seções de controle estão com suas tensões normais dentro do limite. É importante ressaltar que, apesar de só terem sido utilizadas as curvas-limite para as bordas da viga em termos de tração em tempo infinito, e a estimativa de cabos ter sido feita para a seção do meio do vão também em tempo infinito apenas, ao final do dimensionamento todas as etapas e seções passaram na verificação de tensões ELS.

7.2. Verificações de Estado Limite Último

Para as verificações de estado limite último foram utilizados os coeficientes de ponderação para combinações últimas:

- γ_g : coeficiente de ponderação das ações permanentes;

- γ_q : coeficiente de ponderação das ações acidentais;
- γ_p : coeficiente de ponderação das ações de protensão.

Desses coeficientes, γ_g e γ_q foram tomados das tabelas 2 e 5 da NBR 8681:2003, e γ_p a partir da NBR 6118:2014 (tabela 11.1 e item 17.2.4.3). Na Tabela 36 encontram-se os valores adotados.

Tabela 36 - Coeficientes de ponderação das ações para combinação última normal.

Coeficiente	Caso Desfavorável	Caso Favorável
γ_g	1,35	1,0
γ_q	1,5	0
γ_p	1,2 1,1 (ato da protensão)	0,9

Fonte: elaborado pela autora.

Como os esforços atuantes foram obtidos considerando o regime elástico linear, os coeficientes γ_f podem ser aplicados diretamente nos esforços característicos (NBR 8681:2003).

7.2.1. Flexão

A verificação de dimensionamento quanto ao estado limite último de flexão em vigas de concreto protendido é satisfeita quando o momento resistente de cálculo é superior a qualquer momento solicitante de cálculo, para cada seção ao longo da peça. Essa verificação deve ser feita tanto para a idade final de projeto como para o ato da protensão, pois essas duas situações solicitam a viga de formas distintas, podendo ambas serem críticas para as bordas superiores ou inferiores.

Hipóteses assumidas:

- O comportamento do concreto protendido em termos de resistência à flexão é análogo ao do concreto armado;
- Existe um pré-alongamento na armadura ativa, devido ao esforço normal aplicado pelo macaco de protensão;
- A hipótese de Navier é válida: as seções planas da peça permanecem planas após a aplicação dos carregamentos, permitindo que seja considerado um gráfico de deformações linear em cada seção transversal;
- A resistência à tração do concreto é desprezada, sendo considerado apenas o aço como parcela resistente na região tracionada da seção;

- Os domínios de deformação do concreto são os mesmos considerados para o concreto armado no ELU, especificados na seção 17 da NBR 6118:2014.

A verificação de flexão para vigas protendidas costuma ser feita antes da definição de armaduras passivas. O cálculo inicia supondo que o aço de protensão é suficiente para resistir ao momento solicitante de cálculo. Caso o cálculo demonstre a necessidade de utilizar mais aço, o momento resistente é recalculado, considerando uma armadura passiva, conforme a Equação 27.

Equação 27 - Equilíbrio de forças na seção transversal

$$R_{cc} = R_{pt} + R_{st} \therefore A_{cc} \cdot \sigma_c = A_p \cdot \sigma_p + A_s \cdot \sigma_s$$

em que:

- R_{cc} : resultante de compressão do concreto;
- R_{pt} e R_{st} : resultantes de tração das armaduras ativas e passivas, respectivamente;
- A_{cc} , A_p e A_s : áreas referentes ao concreto comprimido, as armaduras ativas e as armaduras passivas, respectivamente;
- σ_c , σ_p e σ_s : tensão no concreto, nas armaduras ativas e nas passivas, respectivamente.

Conforme abordado no item 17.2.4.1 da NBR 6118:2014, a distância entre o CG das armaduras até a armadura mais afastada não pode ser superior a 10% da altura da seção da viga para que se possa considerar as verificações em termos do cabo equivalente. Dessa forma, as verificações para o presente projeto foram feitas em termos de cada um dos 3 cabos. A Tabela 37 traz os dados referentes ao aço e o concreto utilizados nas verificações.

Tabela 37 - Parâmetros de resistência do aço e do concreto para ELU.

γ_s	1,15
γ_c	1,4
$\gamma_{c\text{ ato}}$	1,2
f_{cd} (kPa)	25000
$f_{cd\text{ ato}}$ (kPa)	29167
f_{ptd} (kPa)	1652174
f_{pyd} (kPa)	1486957
ϵ_{uk}	3,5%
ϵ_{pyd}	0,743%
E_{ci} (kPa)	33130047
E_{cs} (kPa)	29402917
E_p (kPa)	200000000

Fonte: elaborado pela autora.

7.2.1.1. Verificação em final de projeto

A verificação quanto ao ELU deve ser feita para a idade $t = \infty$, em que as perdas de protensão são máximas. O mecanismo utilizado para a determinação do momento resistente de cálculo numa determinada seção da viga é análogo ao utilizado para o concreto armado, contudo considerando a aplicação de um pré-alongamento nos cabos de aço. A deformação específica total do aço de protensão (ε_p) é obtida pela soma da parcela referente ao equilíbrio da seção (ε_{sp}) e mais o pré-alongamento resultante da protensão (ε_{pi}).

Equação 28 - Deformação específica total no aço de armadura ativa

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{pi}$$

Equação 29 - Pré-alongamento em peças pós-tracionadas

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn}$$

em que:

- $\varepsilon_{p0} = \frac{0,9P_\infty}{A_p \cdot E_p} \rightarrow$ Deformação em função da tensão aplicada no ato da protensão, sendo consideradas as perdas totais e o coeficiente 0,9 pela incerteza em relação à tensão devidamente aplicada na execução;
- $\varepsilon_{pn} = - \left[0,9P_\infty \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) - \frac{1,35M_{g1} \cdot e_p}{I_c} \right] / E_{ci} \rightarrow$ Deformação no aço necessária para eliminar a compressão no concreto na altura do CG da armadura de protensão (estado de neutralização).

Tendo em vista a variação das propriedades da seção transversal das longarinas, no cálculo de ε_{pn} foram consideradas as propriedades A_c , I_c e e_p referentes à seção composta, pois esses valores fornecem uma deformação inferior e, conseqüentemente, uma resultante de tração do aço inferior, a favor da segurança. No cálculo da deformação considerando o cabo equivalente, para obter o valor inicial das iterações, foi considerada a excentricidade equivalente e, nos cálculos das deformações em cada cabo de protensão, foram utilizadas as excentricidades referentes a cada cabo.

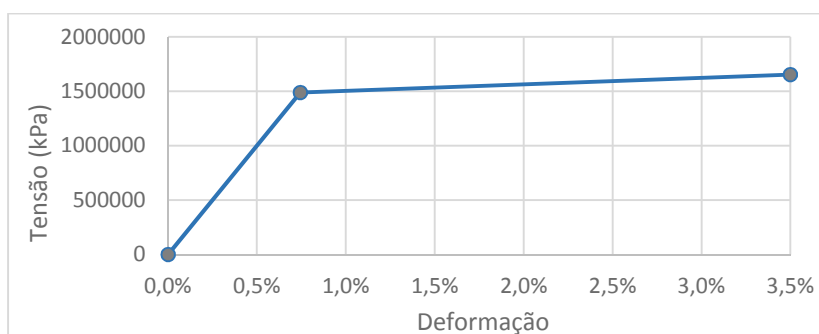
Inicialmente, as verificações partiram das hipóteses do domínio 3 de deformação para a determinação do M_{rd} :

- $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$: deformação específica do concreto na fibra mais comprimida;

- $\varepsilon_{sp} \leq 10\text{‰}$: parcela de deformação específica do aço para o equilíbrio da seção;
- $\varepsilon_p \geq \varepsilon_{pyd}$: o aço deve ter atingido o escoamento.

Para o início do cálculo iterativo, considerando o cabo equivalente, a tensão na armadura foi suposta como sendo a respectiva ao escoamento. Com o diagrama de deformações na seção obtido, pode-se então calcular a tensão em cada cabo, de acordo com o diagrama tensão-deformação para o aço CP 190 RB, apresentado na Figura 74.

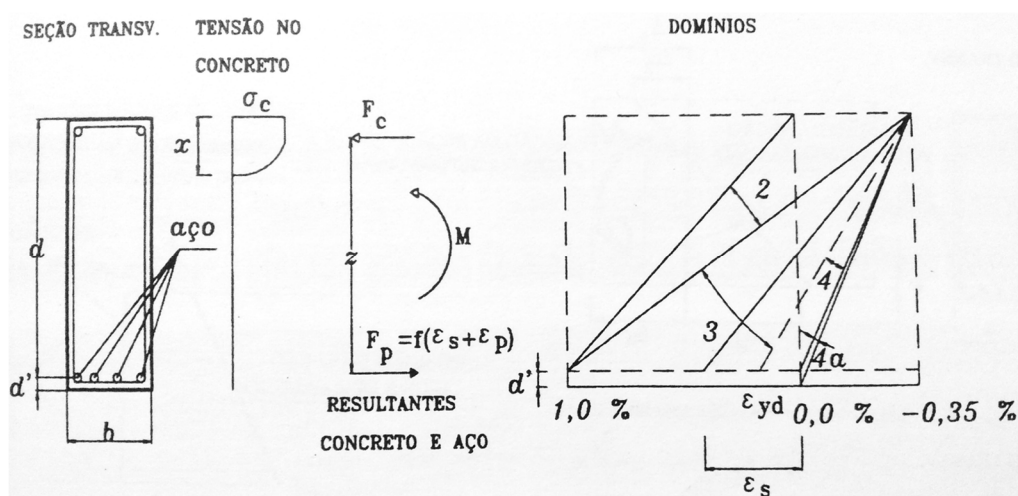
Figura 74 - Diagrama tensão-deformação para o aço CP 190 RB.



Fonte: elaborado pela autora.

Nos cálculos em que ε_{sp} não atende ao domínio 3, a seção se encontra no domínio 2 de deformações. A deformação máxima do concreto não é de 3,5‰ e a tensão respectiva não é $0,85.f_{cd}$ (Figura 75). Sussekund (1989 apud LORIGGIO, 2014) sugere o uso do coeficiente ψ , conforme apresentado na Equação 30.

Figura 75 - Domínios de deformação no ELU.



Fonte: CARVALHO, 2012, p. 193.

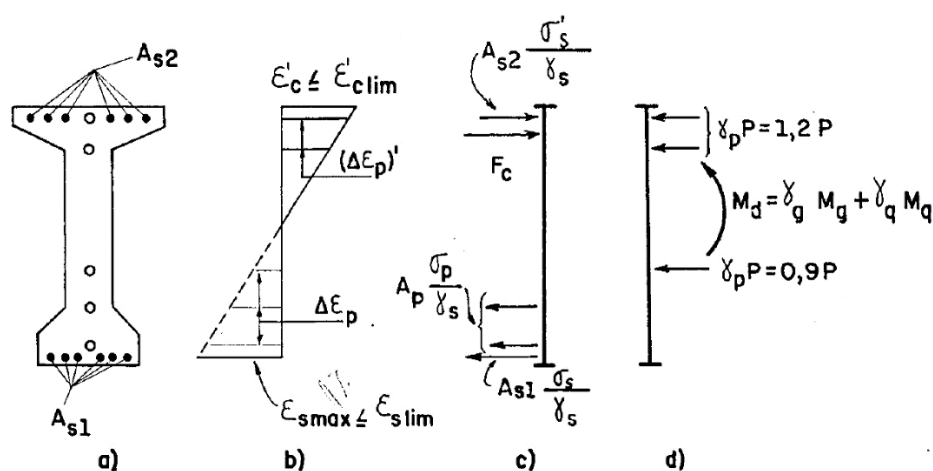
Equação 30 - Coeficiente ψ para o domínio 2 de deformações

$$2,0\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \psi = 1,25 \left(1 - \frac{0,002}{3 \cdot \varepsilon_c} \right)$$

$$\varepsilon_c < 2,0\text{‰} \rightarrow \psi = 1,25 \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,002} \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3 \cdot 0,002} \right)$$

Com a posição da LN obtida também, é verificado se todos os cabos de fato contribuem com a resistência à flexão, em zona de tração. Pfeil (1985) indica um cálculo aproximado do momento resistente que avalia a ocorrência de cabos em zona de tração que se encontram próximos à LN e cabos que estejam em zona de compressão, devendo esses serem considerados como solicitações de protensão. Analisando os cabos nessas 2 condições como solicitações, devem ser utilizados os coeficientes de ponderação das ações de protensão (γ_p). O efeito do cabo em zona de tração deve ser considerado como ação favorável, enquanto que o do cabo em zona comprimida é desfavorável.

Figura 76 - Seção da viga com armaduras protendidas aderentes nas zonas tracionada e comprimida: a) geometria da seção; b) diagrama de deformações unitárias, mostrando os acréscimos de deformações unitárias das armaduras protendidas, provocadas pela curvatura da seção; c) esforços resistentes internos de projeto; d) esforços solicitantes de projeto. Observação: o sentido das forças de tração e de compressão estão contrários à convenção adotada neste trabalho.

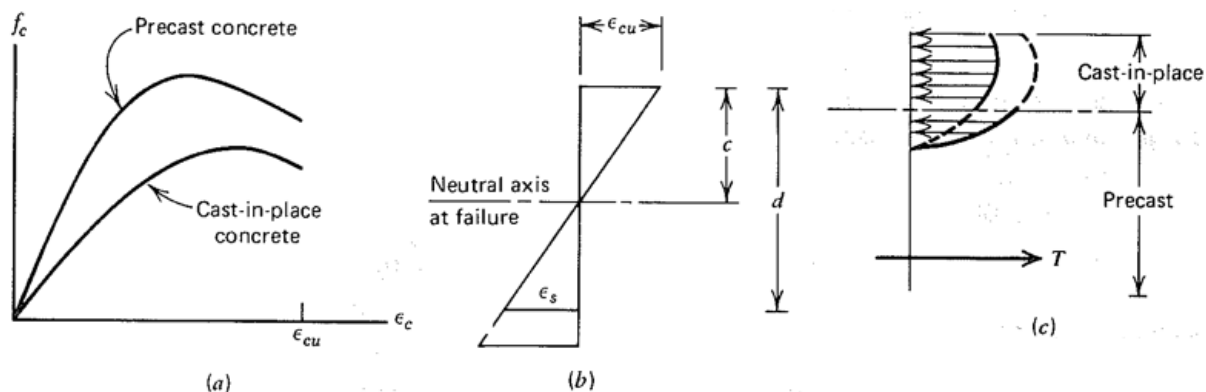


Fonte: PFEIL, 1985, p. 160.

A respeito da incorporação da laje sobre a viga pré-moldada, Nilson (1987) indica que, apesar de haver uma descontinuidade de solicitações entre a fibra superior da viga inicial e as fibras da laje (Figura 77), o diagrama de deformações na seção pode ser considerado como contínuo. Segundo o autor, como no caso de seções transversais do tipo T geralmente a linha neutra se encontra acima da região da descontinuidade e é a resistência do aço que determina o momento resistente, pode ser considerada uma seção homogênea. Toda a seção transversal é

considerada no cálculo de resistência à flexão, desde que se garanta a transferência das forças cortantes horizontais na região que divide os elementos que compõem a seção transversal.

Figura 77 - Tensão e deformação na seção transversal variável no tempo.



Fonte: NILSON, 1987, p. 290.

Portanto, a partir da Equação 27, considerando o diagrama retangular simplificado para as tensões no concreto, foi calculada a área de concreto comprimido de cada seção. Essa área é referente ao trecho de 80% da distância da fibra mais comprimida da seção à linha neutra ($0,8x$).

Deve-se fazer um procedimento iterativo para obter o momento resistente de cálculo em cada seção de controle, até que o valor do parâmetro inicialmente adotado em cada cabo convirja com o resultado da iteração. Para as seções S_3 , S_4 e S_5 , que se enquadraram no domínio 2 de deformações, a convergência foi feita para o valor da deformação da fibra mais comprimida do concreto. A seção do apoio (S_2) atendeu ao domínio 3 e, portanto, a convergência foi feita em termos da tensão σ_p em cada cabo. Admitiu-se a convergência após as variações entre os dois últimos cálculos serem inferiores a 1%. Para a seção do apoio foram necessárias mais etapas até a convergência do cabo 3, pois inicialmente é assumido que todos os cabos trabalham na tensão de escoamento, contudo esse cabo apresentou uma deformação um pouco inferior a ϵ_{pyd} .

Nenhum cabo foi considerado como solicitação, pois nenhum deles se enquadrou em zona comprimida nem próximo à LN em zona tracionada. O cabo mais próximo da linha neutra foi o cabo 3, nas seções dos apoios ($S_2=S_8$), ficando distante da LN em 40 cm, dentro de zona tracionada. Os dados iniciais bem como os respectivos à última iteração de cálculo, para cada seção, estão apresentados nas tabelas 65 a 69 em Apêndices. As seções das extremidades dos balanços não estão submetidas a momentos fletores. Para as demais seções valem os mesmos resultados das quatro seções apresentadas, haja vista a simetria de projeto em relação à seção do meio do vão.

Tabela 38 - Momentos resistentes de cálculo nas seções de controle.

x (m)	Seção	M_{rd} (kN.m)
5	$S_2=S_8$	12271,6
10	$S_3=S_7$	14922,4
15	$S_4=S_6$	18467,5
20	S_5	18693,2

Fonte: elaborado pela autora.

Para os momentos solicitantes de cálculo em cada seção de controle, foram avaliados os momentos M_{g1} , M_{g2} , M_{g3} e M_q , considerando a possibilidade de os momentos acidentais serem positivos ou negativos, conforme a envoltória de esforços apresentada no item 6.3.3. Dessa forma, na tabela abaixo estão apresentados M_{sd+} e M_{sd-} . O primeiro considera os esforços de sinal positivo como provenientes de ação desfavorável, enquanto que o segundo considera os de sinal negativo como ação desfavorável. No caso dos momentos acidentais, só foram tomados os valores desfavoráveis, com o sinal de M_q dependendo do sinal da respectiva coluna de M_{sd} . Ao final, foram avaliados os resultados em cada coluna.

Tabela 39 - Momentos solicitantes de cálculo (kN.m).

x (m)	Seção	ΣM_{gk}	M_{qk+}	M_{qk-}	M_{sd+}	M_{sd-}
0	$S_1=S_9$	0	0	0	0,0	0,0
5	$S_2=S_8$	-1863,8	444,3	-1876,3	-1197,4	-5330,6
10	$S_3=S_7$	3338,8	2867,4	-1627,4	8808,5	897,7
15	$S_4=S_6$	5901,2	4553,7	-1378,4	14797,2	3833,6
20	S_5	6755,3	5144,2	-1129,4	16836,0	5061,2

Fonte: elaborado pela autora.

Pela tabela acima, foi concluído que não há a possibilidade de momentos solicitantes de sinais diferentes nas seções de controle, sendo tomados os mais críticos. Os momentos M_{gk} puderam ser agrupados porque M_{g1} , M_{g2} e M_{g3} possuem sinais iguais em cada seção, sendo multiplicados pelo mesmo γ_g .

Comparando os valores de momentos fletores das Tabelas 38 e 39, conclui-se que o ELU de flexão está verificado para a idade $t = \infty$.

7.2.1.2. Verificação no ato da protensão

Para a verificação quanto ao ELU de flexão na idade em que a viga é protendida, foi adotada a verificação simplificada. Nessa verificação, prevista no item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2014, a segurança em relação ao ELU no ato da protensão é verificada para o estágio I. A tensão de compressão em cada seção não pode superar 70% da resistência característica do

concreto no ato, utilizando os coeficientes de ponderação $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$. Caso ocorram tensões de tração no concreto, deve ser calculada uma armadura de tração no estágio II, contudo as tensões não podem superar $1,2f_{ctm}$.

A partir da aplicação da equação Equação 26, utilizada na verificação de tensões para ELS, basta aplicar o coeficiente $\gamma_p = 1,1$ na parcela referente ao esforço de protensão para analisar as tensões máximas que acontecem em cada seção de controle no ato da protensão. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 - Tensões para verificação ELU no ato da protensão (kN/m²).

	S ₁ =S ₉	S ₂ =S ₈	S ₃ =S ₇	S ₄ =S ₆	S ₅
$\sigma_{\text{mín}}$ - Borda inferior	-9079,66	-1193,23	-10735,64	-14553,57	-14005,49
$\sigma_{\text{máx}}$ - Borda superior	-6314,04	-13547,30	-5930,59	-2576,60	-2842,93

Fonte: elaborado pela autora.

Sendo o limite de tensões de compressão no ato da protensão ($70\%f_{ckj}$) para o concreto C35 igual a 24500 kN/m², percebe-se pela tabela mostrada que o ELU no ato da protensão também foi verificado, sem a necessidade de armaduras de tração. Portanto, foi concluído que as armaduras ativas dimensionadas são suficientes para garantir a resistência às solicitações de flexão, tanto no ato da protensão como em final de projeto.

7.2.2. Cisalhamento

A NBR 6118:2014 admite dois modelos de cálculo para a verificação das vigas quanto aos esforços cortantes, por uma analogia de treliça. Esses modelos são baseados na Analogia da Treliça Clássica de Ritter-Mörsch, que considera que há na viga de concreto um banzo superior comprimido (formado pela zona comprimida de concreto e a armadura de compressão, caso exista), um banzo inferior tracionado (composto pela armadura de flexão), diagonais comprimidas de concreto (que compõem as bielas de compressão) e as diagonais tracionadas (compostas pela armadura transversal, a ser dimensionada). Os dois modelos utilizados admitem que a armadura transversal esteja inclinada com um ângulo α entre 45° e 90°, em relação ao eixo longitudinal do elemento, porém se diferem quanto ao ângulo de inclinação das bielas de compressão (θ). Para o Modelo I, que considera a treliça clássica, é admitido apenas o ângulo θ de 45°, enquanto que para o Modelo II, com a treliça generalizada, esse valor pode variar entre 30° e 45°. Dado o modelo utilizado para análise da resistência ao cisalhamento,

deve ser estimada a força cortante de cálculo que atua na seção considerada da viga, calculada conforme a Equação 31.

Equação 31 - Força cortante efetiva (estruturas isostáticas de seção constante)

$$V_{ef,d} = \gamma_g \cdot V_g + \gamma_q \cdot V_q + \gamma_p \cdot V_p$$

em que:

- V_g : componente devida às cargas permanentes;
- V_q : componente devida às cargas acidentais;
- V_p : componente vertical do esforço de protensão P, dada por:

$$V_p = P \cdot \sin \alpha$$

em que α é o ângulo de inclinação do cabo de protensão com a horizontal.

Com a aplicação de uma tensão inicial nas vigas de concreto protendido, o comportamento do elemento é melhorado, tanto para as solicitações de flexão como para as de cisalhamento (PFEIL, 1984). Nos casos usuais, a protensão ajuda a resistir uma parcela do esforço cortante, nos trechos onde o traçado dos cabos não é reto, com a consideração da componente V_p .

O ELU de Cisalhamento é verificado quando duas condições são satisfeitas para a força cortante solicitante de cálculo:

Equação 32 - Verificação de ELU quanto aos esforços cortantes

$$V_{sd} \leq \begin{cases} V_{rd2} \\ V_{rd3} = V_{sw} + V_c \end{cases}$$

em que:

- V_{rd2} : força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- V_{rd3} : força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, sendo V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal e V_c a parcela resistida por mecanismos complementares ao de treliça.

Adicionalmente, quando for considerado o efeito favorável da protensão em V_{sd} , a NBR 6118:2014 especifica que a armadura longitudinal de tração na face tracionada deve satisfazer:

Equação 33 - Verificação da armadura longitudinal de tração

$$A_p \cdot f_{pyd} + A_s \cdot f_{yd} \geq V_{sd}$$

As forças cortantes resistentes de cálculo apresentadas são calculadas pelas seguintes equações:

Equação 34 - Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

$$V_{rd2} = 0,54 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_{v2} \cdot b_w \cdot d \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sen^2 \theta$$

Equação 35 - Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sen \alpha$$

Equação 36 - Parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares na flexo-compressão

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2V_{c0} \rightarrow \text{Modelo I de Cálculo}$$

$$V_c = V_{c1} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2V_{c1} \rightarrow \text{Modelo II de Cálculo}$$

$$V_{c1} = \begin{cases} V_{c0}, \text{ quando } V_{sd} \leq V_{c0} \\ 0, \text{ quando } V_{sd} \leq V_{rd2} \\ \text{interpolação linear entre os dois casos para } V_{c0} < V_{sd} < V_{rd2} \end{cases}$$

Equação 37 - V_{c0}

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \rightarrow \text{Para ambos os modelos}$$

em que:

- d : é a distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração (altura útil da seção); se houver armadura junto à face tracionada, que satisfaça a Equação 33, para elementos estruturais protendidos com cabos ao longo da altura útil, d não precisa ser tomado com valor inferior a 80% da altura da seção;
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$;
- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$, com f_{ck} em MPa;
- $\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$, com f_{ck} em MPa;
- A_{sw} : armadura transversal da viga;
- s : é o espaçamento entre elementos da armadura transversal ao longo do eixo longitudinal da viga;
- b_w : a menor largura da seção da viga ao longo de sua altura útil;

- f_{ywd} : tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal, no valor de 435 MPa para os aços CA50 e CA60;
- M_0 : momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda tracionada por $M_{d,máx}$, devido às forças normais consideradas para V_{sd} ; contudo não devem ser considerados os momentos respectivos a essas forças; a tensão deve ser calculada com $\gamma_f = 1,0$ e $\gamma_p = 0,9$;
- $M_{sd,máx}$: máximo momento fletor de cálculo para o trecho em análise.

Apenas para o dimensionamento dos estribos, no caso de seções sobre apoios diretos, permite-se uma redução no valor da força cortante solicitante. Esses apoios caracterizam-se pela carga e a reação de apoio serem aplicadas em faces opostas do elemento, de modo que ele esteja comprimido, o que vale para as longarinas do projeto. A redução pode ser feita em termos da carga distribuída e também de cargas concentradas:

- Para a força cortante devida às cargas distribuídas, pode-se considerar o esforço constante e no valor referente à seção distante de $d/2$ da face do apoio;
- As cargas concentradas aplicadas a uma distância $a \leq 2d$ do eixo do apoio podem ser reduzidas pelo fator $a/2d$ no trecho de comprimento a , não sendo aplicável às forças provenientes da inclinação de cabos de protensão.

Nas estruturas com seção transversal variável, a determinação do esforço cortante deve levar em conta a variação do braço de alavanca da armadura (d) e o ângulo α de inclinação ao longo da variação das seções, não sendo necessário para esse projeto.

Para peças protendidas com bainhas injetadas de diâmetro maior que $b_w/8$, a largura efetiva da alma na verificação de resistência ao cisalhamento ($b_{w,ef}$) deve ser calculada conforme a Equação 38, que desconsidera 50% da largura ocupada pelas bainhas (diâmetro \emptyset).

Equação 38 - Largura efetiva da alma para verificação de cisalhamento

$$b_{w,ef} = b_w - \frac{1}{2} \sum \emptyset$$

7.2.2.1. Verificação das bielas comprimidas e da armadura transversal necessária

A partir dos esforços cortantes característicos obtidos de cada etapa de carregamentos na viga (item 6.4), foi calculado o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para cada trecho definido entre duas seções de controle. Para os trechos S₁-S₂, S₂-S₃, S₇-S₈ e S₈-S₉, os esforços

mais críticos foram obtidos sobre os apoios. Nesses pontos, não há parcela favorável da protensão em V_{sd} , visto que a inclinação dos cabos é nula. Nos demais trechos, foram utilizadas as inclinações do cabo equivalente, considerando o valor respectivo à seção em que ocorre o esforço cortante adotado para a verificação do trecho. O esforço de protensão P_{∞} utilizado também é respectivo à seção considerada.

Nas tabelas seguintes, estão especificados os esforços cortantes mais críticos levantados em cada trecho, para metade da longarina, tendo em vista a simetria no projeto. Em geral, para os trechos do vão central da viga mostrados, os maiores esforços acontecem na seção mais à esquerda do trecho. Contudo, na Tabela 41 estão especificadas as células de esforços críticos que se referem à seção da direita do trecho. Esse dado foi importante, pois na soma dos máximos esforços V_q de sinal positivo e de sinal negativo foi necessário verificar se as parcelas se referiam à mesma seção da viga. Também foi verificado para as somas se o pior caso seria com a passagem do trem tipo sobre a viga do projeto (V1) ou sobre a viga mais oposta (V4), que ocasiona os carregamentos de índice “neg”.

Tabela 41 - Esforços cortantes característicos críticos para V_q em cada trecho (kN).

Trecho	Q' e Q''		q' e q''		Q'neg e Q''neg		q'neg e q''neg	
	Vq+	Vq-	Vq+	Vq-	Vq+	Vq-	Vq+	Vq-
S1-S2 (")	-	-426,81	-	-153	112,08	-	20,8	-
S2-S3 (')	324,39	-39,84	367,2	-	10,46	-85,19	-	-50
S3-S4 (')	267,48	-96,75	244,8	-	25,41	-70,24	-	-33,3
S4-S5 (')	210,57	-153,66	122,4	-	40,35	-55,3	-	-16,7
Legenda:		células utilizadas na soma de Vq+						
		células utilizadas na soma de Vq-						
		células em que o esforço crítico ocorre na seção mais à direita do trecho						

Fonte: elaborado pela autora.

A partir da análise dos valores de esforço cortante pelas cargas móveis, foram obtidos os valores máximos em cada trecho, de valores positivos e negativos. Foram considerados os valores mais desfavoráveis para serem somados aos esforços V_g e estão apresentados em destaque na Tabela 42 abaixo. Para o cálculo de V_p , foi tomado o esforço P_{∞} referente à seção crítica do trecho, conforme os valores discriminados na Tabela 35. Com os dados dos esforços cortantes mais críticos para as 3 etapas de carregamentos permanentes, foi obtido V_{sd} para o dimensionamento de cada trecho, com $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$ e $\gamma_p = 0,9$. Todas as parcelas utilizadas no cálculo de V_{sd} são referentes à mesma seção crítica do trecho.

Tabela 42 - Esforços cortantes críticos e esforço solicitante de cálculo por trecho (kN).

Trecho	V _{g1}	V _{g2}	V _{g3}	V _{q+}	V _{q-}	V _p	V _{sd}	S _{crítica}
S ₁ -S ₂	-153,30	-114,44	-84,70	132,88	-579,81	0,00	-1345,51	S ₂
S ₂ -S ₃	427,50	336,88	254,10	691,59	-135,19	0,00	2412,33	S ₂
S ₃ -S ₄	285,00	222,43	169,40	512,28	-103,54	-791,93	969,40	S ₃
S ₄ -S ₅	142,50	108,00	84,70	332,97	-153,66	-251,88	725,29	S ₄

Fonte: elaborado pela autora.

Como cálculo inicial para o presente projeto, foi estabelecido o modelo II de treliça, com o ângulo de inclinação das bielas de compressão de 30° e de 90° para os estribos. Aplicando as equações apresentadas e os dados de projeto constantes na Tabela 43 a seguir, foi verificada a necessidade de utilizar $\theta = 32^\circ$ para garantir resistência adequada das bielas de compressão do concreto.

Tabela 43 - Dados para verificação de V_{rd2}.

f _{cd} (kPa)	25000
α_{v2}	0,86
b _w (m)	0,3
Ø (m)	0,085
b _{w,ef} (m)	0,2575
h _{viga} (m)	2,25
θ (°)	32
α (°)	90
A _p (m²)	6,66E-03
f _{pyd} (kPa)	1486957

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 44 - Verificação das bielas comprimidas e da armadura longitudinal.

Trecho	d (m)	Verificação d/h	d,ef (m)	Ap.fpyd (kN)	As.fyd (kN)	Ap.fpyd+As.fyd >Vsd	Vrd2 (kN)	Vrd2>Vsd
S1-S2	1,467	0,652	1,800	9902,24	0	ok	2418,31	ok
S2-S3	1,467	0,652	1,800	9902,24	0	ok	2418,31	ok
S3-S4	1,580	0,702	1,800	9902,24	0	ok	2418,31	ok
S4-S5	1,926	0,856	1,926	9902,24	0	ok	2587,57	ok

Fonte: elaborado pela autora.

Conforme as considerações de redução de esforço, apresentadas no item 7.2.2 e permitidos para o cálculo da armadura transversal, foi considerada a redução para os trechos que são dimensionados pelo esforço máximo no apoio. A largura dos apoios na direção longitudinal das longarinas foi tomada como 20 cm, referente à largura das transversinas. Esse valor é razoavelmente pequeno, contudo como o presente trabalho não contempla o projeto da mesoestrutura, foi considerado a favor da segurança. Sendo a altura útil nos apoios considerada

em 1,8m, o esforço cortante devido às cargas distribuídas se mantém constante num trecho de 0,9 m da face do apoio, ou a 1 m do eixo. A carga concentrada referente ao alargamento da alma da viga a 3,3 m do eixo do apoio, de V_{g1} , foi multiplicada pelo fator $a/2d = 0,92$. As cargas de eixo do veículo-tipo também foram reduzidas para o esforço cortante nos apoios, em função da distância da posição mais desfavorável.

Tabela 45 – Cálculo do esforço cortante solicitante reduzido para verificação de estribos.

Trecho	$V_{g1,red}$	$V_{g2,red}$	$V_{g3,red}$	$V_{q,red}$	$V_{sd,red}$
S ₁ -S ₂	-124,99	-94,13	-67,80	-300,24	-837,70
S ₂ -S ₃	399,00	316,56	237,20	473,12	1995,90

Fonte: elaborado pela autora.

A parcela de resistência por mecanismos complementares V_c foi calculada para cada trecho conforme indicado na Equação 36 e os resultados encontram-se na Tabela 46 a seguir. Nos trechos S₃-S₄ e S₄-S₅, M_0 foi calculado com os parâmetros das seções compostas em S₃ e S₄, respectivamente, pois essas são as seções críticas consideradas para a verificação de cisalhamento em seus trechos. Entretanto, para $M_{sd,máx}$ foi considerado o momento das seções S₄ e S₅, respectivamente, pois a NBR 6118:2014 recomenda utilizar os valores máximos dos trechos. Esses momentos foram informados na verificação quanto à flexão e estão na Tabela 39. O valor de V_{sd} foi considerado em módulo para a verificação da armadura transversal.

Tabela 46 - Cálculo da parcela de resistência V_c por trecho.

Trecho	V_{sd} (kN)	V_{c0} (kN)	V_{c1} (kN)	M_0 (kN.m)	$M_{sd,máx}$ (kN.m)	V_c (kN)	$V_c \leq 2V_{c1}$
S ₁ -S ₂	837,70	446,35	357,76	-4686,11	-5330,58	672,27	ok
S ₂ -S ₃	1995,90	446,35	95,61	-4686,11	-5330,58	179,66	ok
S ₃ -S ₄	969,40	446,35	327,95	7634,61	14797,17	497,16	ok
S ₄ -S ₅	725,29	477,50	421,41	9637,39	16835,96	662,64	ok

Fonte: elaborado pela autora.

Com V_c e V_{sd} definidos, foi calculada a parcela $V_{sw,nec}$, necessária para a segunda verificação da Equação 32. Com $V_{sw,nec}$ foi obtida a taxa mínima de armadura necessária $A_{sw,nec}/s$ para cada trecho.

Tabela 47 - Taxa de armadura necessária por trecho.

Trecho	$V_{sw,nec}$ (kN)	$A_{sw,nec}/s$ (cm ² /m)
S ₁ -S ₂	165,43	1,467
S ₂ -S ₃	1816,24	16,105
S ₃ -S ₄	472,24	4,187
S ₄ -S ₅	62,64	0,519

Fonte: elaborado pela autora.

7.2.2.2. Verificação de armadura mínima

A NBR 6118:2014 especifica, em termos de armadura mínima, uma verificação teórica (Equação 39) e algumas condições construtivas para a armadura transversal, especificadas a seguir.

Equação 39 - Taxa de armadura transversal mínima

$$\rho_{s,min} = \frac{A_{sw,min}}{s} \geq \frac{0,2f_{ctm} \cdot b_{wm} \cdot \sen \alpha}{f_{ywk}}$$

em que:

- $A_{sw,min}/s$: área mínima de estribos por unidade de comprimento da viga;
- $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$, com f_{ck} em MPa;
- b_{wm} : largura média da alma ao longo da altura útil da seção;
- α : ângulo de inclinação dos estribos;
- f_{ywk} : resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal, no valor de 500 MPa para o aço CA50 e 600 MPa para o CA60.

Para b_{wm} , que representa a largura média da alma ao longo da altura útil na seção, foi aplicado $b_{w,ef}$, visto que não há variação de largura na alma da longarina.

Equação 40 - Disposições construtivas para a armadura transversal

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \left\{ \begin{array}{l} \geq 5 \text{ mm} \\ \leq \frac{b_w}{10} \end{array} \right. \\ s_{t,longitudinal,m\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,6d \leq 30 \text{ cm, se } V_{sd} \leq 0,67V_{rd2} \\ \leq 0,3d \leq 20 \text{ cm, se } V_{sd} > 0,67V_{rd2} \end{array} \right. \\ s_{t,transversal,m\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} \leq d \leq 80 \text{ cm, se } V_{sd} \leq 0,2V_{rd2} \\ \leq 0,6d \leq 35 \text{ cm, se } V_{sd} > 0,2V_{rd2} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Além das exigências máximas quanto ao espaçamento longitudinal entre estribos, é necessário garantir que haja espaço suficiente para a passagem do equipamento de adensamento do concreto. Esse limite mínimo foi considerado como 4,5 cm.

A partir dos resultados de $A_{sw,nec}/s$, foram verificadas as possibilidades de arranjos dos estribos em cada trecho. Como taxa mínima teórica, foi adotado o valor de 3,31 cm²/m, referente ao aço CA50.

Tabela 48 - Armadura transversal efetiva por trecho.

Trecho	$S_{t,l,máx}$ (m)	$A_{sw,mín,teór}/s$ (cm ² /m)	ϕ_t (mm)	s_{ef} (m)	$A_{sw,ef}/s$ (cm ² /m)
S ₁ -S ₂	0,30	3,31	8	0,30	3,35
S ₂ -S ₃	0,20	3,31	12,5	0,15	16,36
S ₃ -S ₄	0,30	3,31	8	0,23	4,37
S ₄ -S ₅	0,30	3,31	8	0,30	3,35

Fonte: elaborado pela autora.

7.2.3. Fadiga da armadura

Quando há a passagem do trem-tipo sobre o tabuleiro, a estrutura fica submetida a um carregamento adicional, que logo em seguida deixa de atuar. Isso caracteriza uma solicitação dinâmica que acontece repetidamente ao longo da vida útil e faz com que a estrutura interna do material fique submetida a modificações progressivas e permanentes (NBR 6118:2014). É necessário avaliar se as armaduras dimensionadas são capazes de suportar a oscilação de tensões a que a estrutura estará submetida, sem que ocorra ruptura por fadiga. A verificação é satisfeita quando a variação de tensão na armadura ($\Delta\sigma_s$) não ultrapassa o limite estabelecido em norma ($\Delta f_{sd,fad}$), conforme apresentado na Equação 41, com $\gamma_f = 1$ (combinação em serviço).

Equação 41 - Verificação de fadiga da armadura

$$\gamma_f \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad}$$

Dessa forma, foi calculada a variação na tensão para as armaduras longitudinais e transversais, com e sem a atuação da carga móvel. Foram considerados para essa análise $2 \cdot 10^6$ ciclos, conforme indicado pela NBR 6118:2014. A combinação de ações considerada é a frequente (Equação 8), com a carga móvel sendo a única ação variável, tomada com o coeficiente $\Psi_1 = 0,5$, referente à verificação em longarinas de pontes rodoviárias. Na envoltória de esforços pela ação acidental, foi considerada a passagem do trem-tipo de forma mais desfavorável, sobre a longarina analisada. Não foram considerados os esforços decorrentes da

passagem do veículo-tipo na longarina mais distante, pois a amplitude de tensões entre as duas posições não seria referente a uma mesma oscilação. Os limites de variação de tensão adotados estão mostrados na Tabela 49, especificados na tabela 23.2 da NBR 6118:2014.

Tabela 49 - Limite de variação de tensão para armadura ativa e estribos.

Caso	$\Delta f_{sd, fad}$ (MPa)
Estribos	85
Pós-tração, cabos curvos	110

Fonte: elaborado pela autora.

7.2.3.1. Armadura longitudinal

A variação de momento fletor em cada seção de controle durante a passagem do trem-tipo sobre a ponte segue a envoltória da Figura 62, exceto que não foi considerado o momento positivo nas seções dos apoios, visto que ele se refere à consideração do veículo-tipo sobre a viga V4. Com a aplicação da Equação 24, considerando apenas a parcela referente a M_q e o módulo W na altura do CG do cabo equivalente na seção composta, foi calculada a variação de tensão no concreto. A variação de tensão no aço foi então obtida a partir da tensão no concreto, corrigida pela relação entre os módulos de elasticidade dos respectivos materiais. A NBR 6118:2014 recomenda utilizar $\alpha=10$ como relação entre o módulo do aço e o do concreto.

Equação 42 - Variação de tensão na armadura

$$\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_c \cdot 10$$

Tabela 50 - Verificação de fadiga na armadura longitudinal.

Seção	ΔM_q (kN.m)	$\Delta\sigma_c$ (kPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\gamma_f \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd, fad}$?
S ₁ =S ₉	0,0	0,0	0,0	ok
S ₂ =S ₈	1876,3	10,7	0,1	ok
S ₃ =S ₇	4494,8	1440,4	14,4	ok
S ₄ =S ₆	3175,3	1466,9	14,7	ok
S ₅	6273,6	2953,9	29,5	ok

Fonte: elaborado pela autora.

Pelos dados da tabela acima, conclui-se que a resistência à fadiga na armadura longitudinal está verificada para todas as seções de controle do projeto.

7.2.3.2. Armadura transversal

Para a armadura transversal, conforme as prescrições da NBR 6118:2014, a parcela V_c foi reduzida à metade e a inclinação das diagonais de compressão foi corrigida para atender à Equação 43.

Equação 43 - Correção da inclinação das bielas de compressão

$$\operatorname{tg} \theta_{corr} = \sqrt{\operatorname{tg} \theta} \leq 1$$

$$\theta_{corr} = 38,33^\circ$$

As tensões máximas e mínimas na armadura transversal para estribos a 90° foram calculadas pela Equação 44. Os esforços cortantes V foram calculados pela combinação frequente, considerando os valores máximos e mínimos de V_q atuantes em cada seção pela passagem do trem-tipo. A variação total de tensão na armadura transversal foi obtida pela diferença entre $\sigma_{sw,máx}$ e $\sigma_{sw,mín}$.

Equação 44 - Variação de tensão na armadura transversal

$$\sigma_{sw} = \frac{(V - 0,5V_c)}{0,9d} \cdot \frac{s}{A_{sw}}$$

A verificação quanto à fadiga para os estribos se dá quando a Equação 41 é atendida. Caso a variação de tensão na armadura ultrapasse o limite estabelecido, a armadura A_{sw}/s deve ser multiplicada pela relação $\alpha = \gamma_f \Delta \sigma_s / \Delta f_{sd,fad}$.

Tabela 51 - Verificação de resistência da armadura transversal à fadiga.

Trecho	$0,5V_c$ (kN)	V_{gk} (kN)	$V_{qk,máx}$ (kN)	$V_{qk,mín}$ (kN)	$V_{máx}$ (kN)	$V_{mín}$ (kN)	A_{sw}/s (cm ² /m)	$\gamma_f \cdot \Delta \sigma_s$ (MPa)	α
S ₁ -S ₂	336,1	352,4	579,8	0,0	642,3	352,4	3,35	53,40	1,0
S ₂ -S ₃	89,8	1018,5	691,6	0,0	1364,3	1018,5	16,36	13,05	1,0
S ₃ -S ₄	248,6	676,8	512,3	0,0	933,0	676,8	4,37	36,17	1,0
S ₄ -S ₅	331,3	335,2	333,0	0,0	501,7	335,2	3,35	28,66	1,0

Fonte: elaborado pela autora.

Conforme apresentado na tabela acima, todos os esforços cortantes foram considerados com seus valores em módulo, visto que a nomenclatura de sinais para esses esforços é apenas uma convenção para interpretação de seus diagramas. Como todas as variações de tensões ficaram abaixo do limite estabelecido para os estribos, com o fator $\alpha = 1$, as armaduras efetivas apresentadas na Tabela 48 são suficientes para resistir à fadiga.

7.3. Verificação de Estado Limite de Serviço de Deslocamentos Excessivos

No presente trabalho, a verificação de deslocamentos foi realizada visando os requisitos de Aceitabilidade Sensorial. A fim de atender ao disposto na tabela 13.3 da NBR 6118:2014, foram feitas duas verificações:

- Deslocamentos devidos aos carregamentos totais, para tempo infinito ($t = \infty$) e no ato da protensão ($t = j$), limitados ao valor-limite de $\ell/250$;
- Deslocamentos devidos às cargas acidentais, de forma a atender ao limite $\ell/350$;
- ℓ refere-se ao comprimento do vão central, para verificar a flecha máxima nessa região, ou o dobro do comprimento do balanço, para a verificação nas extremidades.

As flechas imediatas ao longo de toda a viga foram obtidas com o auxílio do *software* Ftool. A rigidez da viga $(EI)_{eq}$ foi calculada pela multiplicação do módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) pela inércia bruta da seção (I_c). O artifício da protensão permite que se elimine ou limite as tensões de tração na peça, o que possibilita considerar toda a seção transversal contribuindo na inércia da viga. Conforme a indicação do item 17.3.2.1.3 da NBR 6118:2014, a Equação 45 é válida quando é atendido o estado limite de formação de fissuras (ELS-F), que foi verificado no item 7.1.4.

Equação 45 - Rigidez equivalente para flecha imediata

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot I_c$$

Na determinação das flechas máximas em tempo infinito, em termos dos carregamentos totais, foi aplicada a combinação quase-permanente de ações características (Equação 9), com o coeficiente de ponderação $\psi_2=0,3$, também utilizado na verificação de tensões. Além dos carregamentos g e q , foi considerado o efeito da protensão, que também é uma parcela permanente. Para isso, são aplicados os carregamentos externos equivalentes, uniformemente distribuídos e calculados para os trechos entre seções de controle, conforme mostrado no item 4.9.3. Na verificação em termos de cargas acidentais apenas, esse carregamento foi tomado com seu valor característico, e não foram considerados efeitos ao longo do tempo.

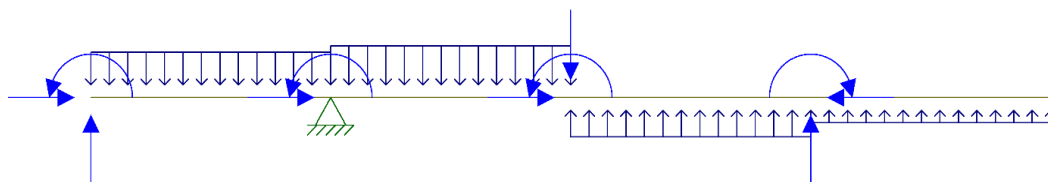
Os deslocamentos em tempo infinito foram considerados parcialmente, para cada uma das três parcelas de carregamento (g , q e p). Foram obtidas as flechas pelas ações permanentes (g_1 , g_1^* , G_1 , g_2 , G_2 , g_3 e p_t) e pela ação da carga móvel (q' e Q' no vão central, q'' e Q'' nos balanços, todas multiplicadas por ψ_2). Ao final, as parcelas permanentes das flechas imediatas g e p foram multiplicadas por $(1 + \varphi) = 3,182$, conforme recomendado pela NBR 6118:2014,

e somadas à parcela acidental, resultando no valor da flecha diferida. Como a parcela referente às cargas permanentes é especificada pela norma como flecha imediata, os esforços de protensão em cada seção tomados para essa verificação são respectivos à idade $k=89$ dias, em que inicia a operação da ponte. O cálculo do coeficiente de fluência φ está apresentado no item 7.1.3.4.

As cargas de eixo Q , bem como o carregamento distribuído do trem-tipo, foram dispostos na pior posição em termos de deslocamentos máximos para o vão central e para os balanços. Assim como na obtenção da envoltória de momentos fletores M_q , a pior situação para o vão central é não considerar o carregamento nos balanços, visto que eles aliviam esses deslocamentos. Para a análise dos balanços, tendo-se verificado que as flechas devidas à protensão superam as parcelas das cargas permanentes, a situação mais crítica para a verificação em termos de carregamentos totais foi considerar o trem-tipo apenas nos balanços. Já para a verificação em termos da carga acidental isoladamente, os maiores valores de flecha nos balanços foram obtidos com o trem-tipo disposto apenas no vão central, com as cargas de eixo no centro. Para o ato da protensão, foram considerados apenas os carregamentos equivalentes, em termos do esforço inicial P_0 em cada seção, somados aos carregamentos g_1 , g_1^* e G_1 . Nessa verificação, bastou considerar a flecha imediata.

Nas figuras e tabelas a seguir estão apresentados os carregamentos equivalentes, calculados em função do esforço de protensão em cada seção de controle, no ato da protensão e em tempo infinito, conforme os dados da Tabela 35. Os valores mostrados para metade da viga são simétricos para a outra metade, em relação à seção do meio do vão. O ângulo α médio de cada seção está especificado na Tabela 30 e o comprimento de cada trecho é de 5 m.

Figura 78 - Indicação dos carregamentos equivalentes para meia viga.



Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 52 - Carregamentos equivalentes na idade k , por trecho, para meia viga.

Trecho	IP_m (kN)	p_t (kN/m)
S_1-S_2	7561,04	-149,41
S_2-S_3	7813,968	-178,28
S_3-S_4	7941,841	122,80
S_4-S_5	7848,432	57,72

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 53 - Equilíbrio de carregamentos na idade k, por seção, para meia viga.

Seção	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
ΔP (kN)	-7482,31	-252,93	-127,87	93,41	0,00
ΔV (kN)	739,25	0,00	-14,59	3,43	0,00
ΔM (kN.m)	-4310,56	-3,52	-100,09	105,41	0,00

Fonte: elaborado pela autora.

O sentido dos carregamentos equivalentes mostrados na Figura 78 são simétricos em relação ao eixo vertical do meio do vão da longarina e valem tanto para a idade k como para a idade j. Dessa forma, os valores ΔP e ΔM possuem sinais contrários aos mostrados na Tabela 53 para a outra metade da viga. A mesma consideração vale para as tabelas referentes ao ato da protensão (idade j).

Tabela 54 - Carregamentos equivalentes na idade j, por trecho, para meia viga.

Trecho	IP_{ml} (kN)	p_t (kN/m)
S ₁ -S ₂	7999,04	-158,06
S ₂ -S ₃	8288,004	-189,10
S ₃ -S ₄	8421,105	130,21
S ₄ -S ₅	8341,311	61,34

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 55 - Equilíbrio de carregamentos na idade j, por seção, para meia viga.

Seção	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
ΔP (kN)	-7866,24	-288,96	-133,10	79,79	0,00
ΔV (kN)	777,18	0,00	-15,18	2,93	0,00
ΔM (kN.m)	-739,43	-143,33	-40,02	51,57	0,00

Fonte: elaborado pela autora.

Conforme mostrado nas Tabela 12, o módulo de elasticidade secante do concreto aos 28 dias é de 29,4 GPa e as inércias brutas das seções inicial e composta, configurados no modelo do Ftool, são de 0,59 m⁴ e 1,22 m⁴, respectivamente. Com esses parâmetros configurados, foram avaliados os deslocamentos máximos resultantes e comparados com os valores-limites estabelecidos na Tabela 13.3 da norma. Na Tabela 56 estão apresentados os valores de deslocamentos para cada carregamento, em valores característicos. Na sequência, na Tabela 57 estão mostradas as flechas efetivas para cada verificação, sendo os valores positivos para os deslocamentos acima do eixo longitudinal e os negativos para baixo. Nota-se que, devido à protensão, as flechas estimadas seguem o sentido contrário ao da flecha causada pelos carregamentos g e q. Pela comparação dos valores efetivos com os limites apresentados, conclui-se que ELS-DEF está atendido, em termos de aceitabilidade sensorial, para as duas idades analisadas.

Tabela 56 - Deslocamentos máximos por cada ação, em valores característicos (mm).

Região	g_{ato}	g_k	p_0	p_k	q_{dif}	q_{tot}
Central	-14,77	-17,13	25,71	22,59	3,54	-12,48
Balanço	7,379	8,58	-10,95	-13,49	-3,24	-6,49
Legenda: g_{ato} é a flecha devida aos carregamentos permanentes da etapa 1. g_k é a flecha devida a todos os carregamentos permanentes. p_0 é a flecha inicial devida à protensão. p_k é a flecha no início da operação da ponte, devida à protensão. q_{dif} é a flecha devida à carga móvel na situação mais crítica para a flecha diferida. q_{tot} é a flecha devida à carga móvel para a verificação isoladamente.						

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 57 - Flechas máximas efetivas e verificação com os valores-limites (mm).

Região	Vão l (m)	Carregamento total				Carregamento acidental		
		Ato da protensão	Diferida	Limites (módulo)		q	Limites (módulo)	
Central	30	10,94	18,44	$l/250$	120	-12,48	$l/350$	86
Balanço	5	-3,57	-16,60	$2l/250$	40	-6,49	$2l/350$	29

Fonte: elaborado pela autora.

Apesar de os deslocamentos estarem verificados conforme a NBR 6118:2014, vale ressaltar que, em certos casos, pode-se deparar com critérios mais restritivos que os apresentados neste trabalho, conforme a região da obra e o órgão fiscalizador. O DER-SP (2005) recomenda a verificação de flechas pelas cargas totais com o limite de $L/300$ e apenas com as cargas móveis (mais impactos) com o limite de $L/500$.

8. DETALHAMENTO FINAL

8.1. Armadura de pele

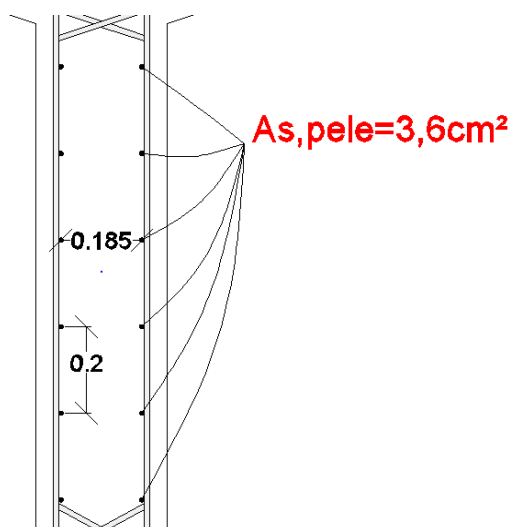
É necessário dispor uma armadura longitudinal em cada face da alma da seção nas vigas com altura superior a 60 cm. Essa armadura é chamada de armadura de pele e deve ser de pelo menos 0,10% da área de concreto da alma da seção, em cada face, com espaçamento máximo entre barras de 20 cm (NBR 6118:2014, p.132).

Tabela 58 - Cálculo e detalhamento da armadura de pele.

$A_{c \text{ alma}} \text{ (cm}^2\text{)}$	3600
$A_{s,nec}/\text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	3,60
$\phi_t \text{ (mm)}$	10
$A_{s,ef}/\text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	4,712
n/face	6
$s \text{ (cm)}$	20

Fonte: elaborado pela autora.

Figura 79 - Detalhe da armadura de pele na alma da viga. Distâncias em m.



Fonte: elaborado pela autora.

8.2. Armadura de costura da mesa

Conforme abordado no Capítulo 5, é necessário dimensionar uma armadura para distribuir adequadamente os esforços da viga pré-moldada para a laje moldada no local. A solidarização entre esses elementos deve ser garantida, de forma que a hipótese de diagrama de tensões uniforme na seção composta da viga esteja válida. Costumam ser utilizados os estribos da seção para fazer essa distribuição. Dessa forma, é necessário verificar se o espaçamento

adotado para esses estribos é suficiente para distribuir as tensões cisalhantes solicitadas na região entre os elementos.

A NBR 9062:2006 apresenta uma abordagem para que a seção composta da viga possa ser considerada como monolítica. A tensão solicitante de cálculo (τ_d), calculada pela Equação 46, deve ser inferior à tensão de cisalhamento última (τ_u), obtida pela Equação 47.

Equação 46 – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo

$$\tau_d = \frac{F_{hd}}{b_{int} \cdot l_0}$$

em que:

- F_{hd} : força horizontal de cisalhamento (ver Figura 80);
- b_{int} : largura da interface entre viga inicial e laje;
- l_0 : vão definido conforme a Figura 80.

Equação 47 – Tensão de cisalhamento última

$$\tau_u = \beta_s \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_c \cdot f_{td}$$

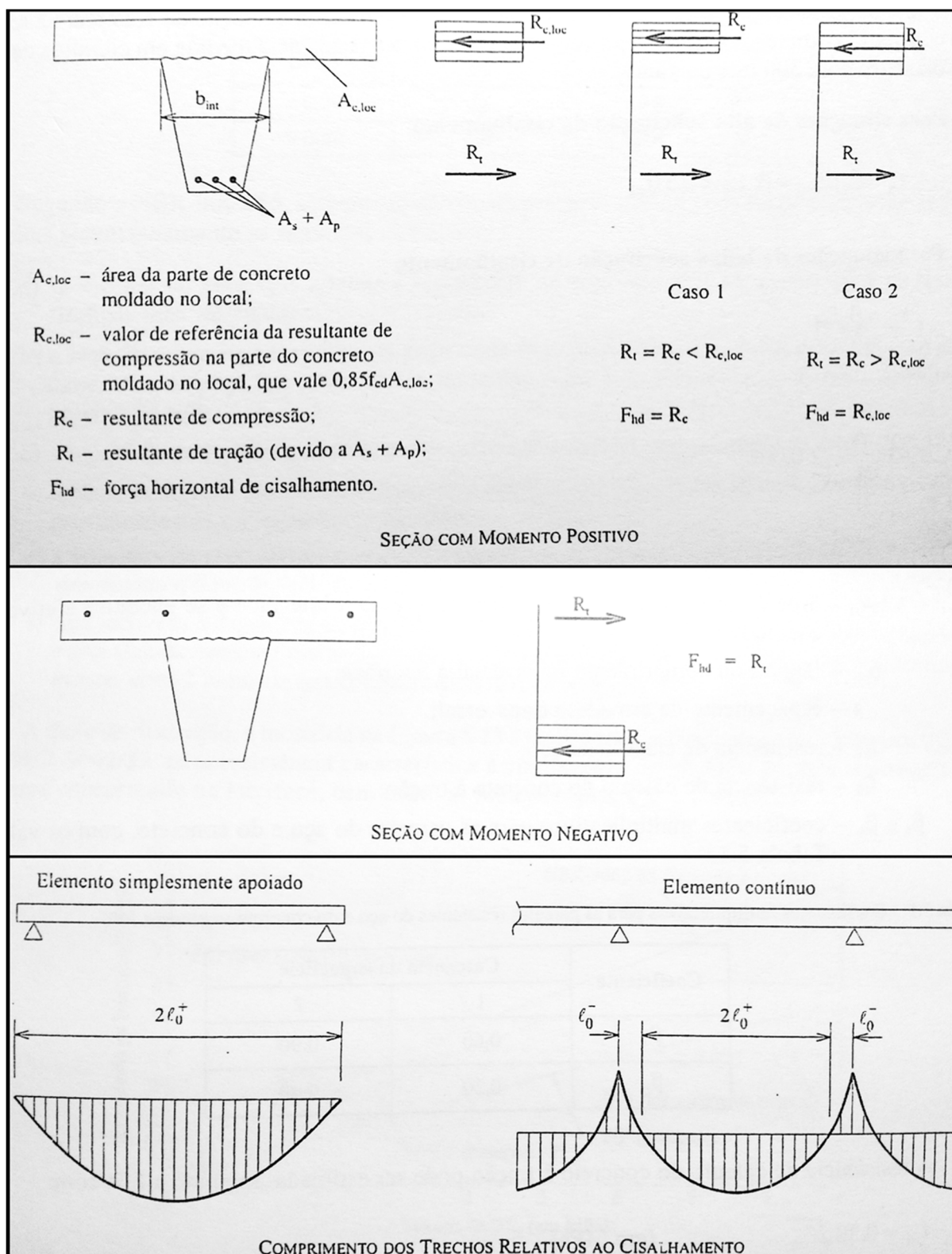
$$\rho = \frac{A_{st}}{b_{int} \cdot s}$$

em que:

- A_{st} : área da armadura de costura;
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço;
- f_{td} ⁶: resistência à tração de cálculo, para o concreto menos resistente entre os elementos em contato;
- β_s e β_c : coeficientes multiplicativos das parcelas referentes ao aço e o concreto, respectivamente (Tabela 59). Para $0,2 < \rho < 0,5$, devem ser utilizados valores interpolados entre os coeficientes apresentados.

Observação: a nomenclatura dos coeficientes adotados nas equações estão conforme a abordagem de El Debs (2000), que atende às prescrições da versão atualizada da norma de pré-moldados, de 2006.

⁶ f_{td} : referenciado nas normas NBR 6118:2014 e 9062:2006 por f_{ctd} .

Figura 80 - Parâmetros para definição da força horizontal de cálculo e do vão l_0 .

Fonte: adaptado de EL DEBS, 2000, p. 207.

Tabela 59 - Valores dos coeficientes β_s e β_c .

$A_s / b s \%$	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

Fonte: NBR 9062, 2006, p. 21.

Na Tabela 60 a seguir está apresentada a verificação das armaduras de costura para os trechos entre seções de controle, simétricos em relação à seção do meio do vão. As resistências f_{yd} e f_{td} aplicadas nos cálculos foram, respectivamente, de 435000 kPa, referente ao aço CA50, e 1605 kPa, referente ao concreto C35 adotado para a viga pré-moldada e para as lajes. Primeiramente, foi feita uma verificação inicial considerando apenas os estribos já dimensionados para serem utilizados como armadura de costura. Contudo, devido à largura da interface de 1,2 m, o parâmetro ρ ficou abaixo de 0,2% para todos os trechos. Com isso, a parcela de resistência ao cisalhamento referente ao aço foi desconsiderada. A tensão resistente última, devida apenas ao concreto, não foi suficiente para atender às tensões solicitantes nos trechos. Dessa forma, foram adotados mais 4 ramos de estribos ($\emptyset_{ad 4R}$), de bitola 12,5 mm, para aumentar A_{st} e, conseqüentemente, todos os demais parâmetros que influenciam na tensão última. Essa solução pode ser vista na Figura 81, que se trata da obra de uma ponte no Brasil. Os ramos adicionais foram considerados com o mesmo espaçamento dos estribos centrais.

Figura 81 - Longarinas pré-moldadas da ponte sobre o córrego Vereda da Cruz, em Vicente Pires – DF.



Fonte: g1.globo.com.

Nos trechos S_1 - S_2 e S_2 - S_3 , a força F_{hd} foi tomada como o valor da seção do apoio. Para essa região, em que $l_0^- = 2,75 \text{ m}$, a tensão solicitante é muito elevada, em relação aos trechos de momento positivo, em que $l_0^+ = 12,25 \text{ m}$. Como a força F_{hd} está representada na Figura

80 pela resultante de um diagrama retangular de tensões, a análise da região comprimida, para verificar se o trecho se enquadra no Caso 1 ou no Caso 2 propostos na figura, considerou o parâmetro de 80% da distância da linha neutra da seção à borda mais comprimida ($0,8x$). Esse dado foi obtido pelos valores de cálculo da verificação de ELU de flexão (item 7.2.1.1), em que foi considerado o diagrama retangular-simplificado de tensões.

Tabela 60 - Verificação da armadura de costura.

Trecho	$\varnothing_{t\ 2R}$ (mm)	$\varnothing_{ad\ 4R}$ (mm)	$A_{st}\ (cm^2)$	$s\ (m)$	ρ	$\tau_u\ (kPa)$	$F_{hd}\ (kN)$	$\ell_0\ (m)$	$\tau_d\ (kPa)$
S ₁ -S ₂	12,5	12,5	7,36	0,12	0,50%	2920,49	=Rt 9593,63	2,75	2907,16
S ₂ -S ₃	12,5	12,5	7,36	0,12	0,50%	2920,49	=Rt 9593,63	2,75	2907,16
S ₃ -S ₄	10	12,5	5,60	0,19	0,25%	699,95	=Rc 10156,59	12,25	690,92
S ₄ -S ₅	10	12,5	5,60	0,19	0,25%	699,95	=Rc 10160,03	12,25	691,16

Fonte: elaborado pela autora.

Nos trechos S₁-S₂, S₃-S₄ e S₄-S₅, as bitolas dos estribos foram aumentadas e os espaçamentos diminuídos, em relação ao dimensionamento proposto no Capítulo 7, pelas verificações ELU de cisalhamento e fadiga. Também, no trecho S₂-S₃, o espaçamento entre os estribos foi diminuído. Dessa forma, as armaduras transversais foram alteradas, mas continuam atendendo às exigências em termos de estado limite último.

De forma a atender ao item 9.4.6.1 da NBR 6118:2014, o diâmetro interno de curvatura para a dobra dos estribos deve ser de no mínimo 6,25 cm para as barras com bitola de 12,5 mm e 3 cm para as de 10 mm. O comprimento da ponta reta do gancho da armadura para essas bitolas deve ser, respectivamente, de 6,25 cm e 5 cm (no caso de ganchos semicirculares ou com ângulo interno de 45°) ou de 12,5 cm e 10 cm (para ângulos retos). Para garantir a ancoragem da armadura de costura, El Debs (2000) indica que, para as barras com bitolas de 10 mm e 12,5 mm, o comprimento de armadura ancorado na capa deve ser de pelo menos 75 mm e 90 mm, respectivamente. Considerando o cobrimento para as armaduras das lajes de 3,5 cm, o diâmetro dos estribos e a espessura da laje de 25 cm, há espaço suficiente para que as armaduras de costura estejam devidamente ancoradas nas lajes.

Com relação às armaduras de costura para transferência de esforços nas acabas da seção T, essa verificação não foi realizada no presente trabalho. Essa armadura deve ser dimensionada tanto para as seções de mesa comprimida como para as seções de mesa tracionada. Contudo, como o dimensionamento das lajes do tabuleiro não faz parte desse escopo, e influencia na verificação das armaduras de costura, esse cálculo não foi contemplado.

8.3. Armadura passiva

A NBR 6118:2014 recomenda uma taxa mínima absoluta de armadura de tração de 0,15% da área de concreto da seção. Como valor mínimo teórico, a norma também recomenda que a armadura deve ser suficiente para suportar um momento mínimo, calculado pela Equação 48:

Equação 48 - Momento mínimo resistido pela armadura de tração

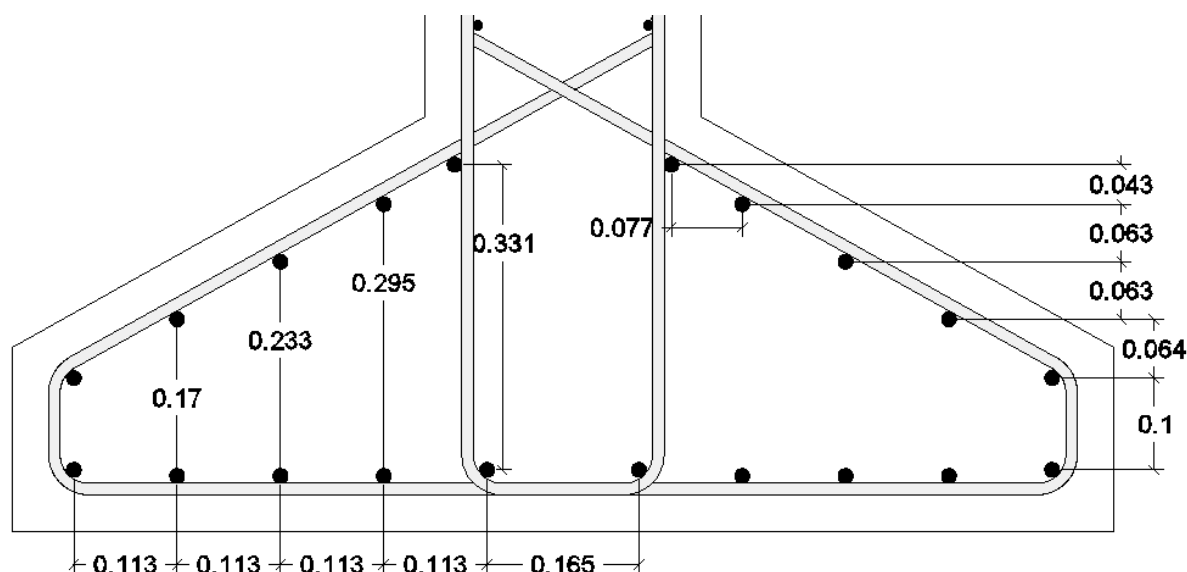
$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$$

em que:

- W_0 : módulo resistente da seção para a fibra mais tracionada;
- $f_{ctk,sup}$: resistência característica superior do concreto à tração, no valor de 4172,95 kPa para o C35.

Leonhardt (1977 apud THOMAZ, 2015b), recomenda uma taxa mínima de 0,2% de armadura passiva nos apoios de vigas contínuas protendidas, na região inferior, para evitar fissuras. Essa armadura é disposta num comprimento h (altura da viga), para cada lado do apoio. As barras devem ser dispostas a uma altura de até $h/3$ da face inferior. Com base na taxa mínima de armadura sugerida pelo autor, com a área total da seção de 1,95 m², foi obtida uma área mínima necessária de 39,05 cm². Para atender a esse valor, foram dispostas 20 barras de 16 mm de diâmetro, conforme o arranjo mostrado na Figura 82, totalizando 40,21 cm² de armadura. Feito isso, foi calculada a área mínima de aço para atender à prescrição da NBR 6118:2014, considerando a necessidade de armadura para o vão central, em que ocorre tração na região inferior da viga. O momento mínimo foi calculado pela Equação 48 considerando $W_0 = 0,84 \text{ m}^3$, em módulo, referente à fibra inferior da seção composta, e foi obtido o valor de 2806,4 kN.m. Para o cálculo da armadura mínima correspondente ao momento mínimo, foram aplicadas as Equações 49 e 50, para o caso de a posição da resultante de compressão do concreto ser na mesa. O valor obtido foi de 31,26 cm², de forma que o arranjo adotado atende, portanto, às exigências da norma. Essa armadura deve ser disposta ao longo de toda a viga.

Figura 82 - Disposição da armadura passiva na mísula inferior. Distâncias em m.



Fonte: elaborado pela autora.

Equação 49 - Armadura mínima necessária

$$A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)}$$

em que:

- $f_{yd} = 435000 \text{ kPa}$, para o aço CA50;
- d : distância entre o CG do arranjo de armaduras à fibra mais comprimida;
- x : distância da LN à fibra mais comprimida, calculada por:

Equação 50 - Posição da linha neutra

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2M_{d,min}/0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_t}}{0,8}$$

- $f_{cd} = 25000 \text{ kPa}$, para o C35;
- $b_t = 3,25 \text{ m}$, referente à largura da mesa.

8.4. Fretagem

Na região das ancoragens, o concreto protendido fica sujeito a tensões elevadas, de modo que se fazem necessárias armaduras para combater e distribuir os esforços de fendilhamento. Para a distribuição de tensões, são utilizadas armaduras de fretagem atrás das ancoragens. A empresa Freyssinet disponibiliza ancoragens ativas dos tipos grelha e mola. Na Figura 94 e na Tabela 70 em Anexos, estão apresentadas as especificações referentes à fretagem de mola, adotada para este trabalho, por ser bastante empregada em vigas protendidas.

9. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho proporcionou a análise crítica do comportamento de vigas com armaduras ativas frente a situações específicas de projeto. O ponto principal dos estudos feitos foi a consideração da incorporação das lajes na seção transversal das vigas durante a construção. O dimensionamento de longarinas protendidas tradicionalmente encontrado em trabalhos acadêmicos não considera as etapas de construção. Costuma-se considerar a seção composta trabalhando igualmente frente a todas as solicitações impostas durante as diversas fases de carregamento. Com este trabalho foi possível perceber que, para a consideração das lajes como mesa colaborante nas longarinas, é necessário considerar a superposição dos efeitos no cálculo das tensões, e aplicá-las para obter as tensões em cada fibra, visto que não se sabe, a princípio, em qual altura da seção as tensões serão mais críticas. Quando é considerada apenas a seção final no projeto, as verificações não levam em conta a região da interface entre a viga pré-moldada e as lajes. Ao ignorar o estado prévio de tensões na viga com seção inicial, não são levadas em consideração as descontinuidades de tensão que surgem ao longo da seção transversal. Se fosse considerada apenas a seção total, não seria identificado o comportamento peculiar das regiões de momentos negativos, que ficam sujeitas a tensões de tração mais significativas. Pôde-se concluir que, nas situações em que há continuidade sobre os apoios, com momentos negativos pelas ações externas, a protensão aplicada apenas na viga pré-moldada não resulta em um projeto adequado. As lajes não sofrem o efeito de compressão pelos cabos de aço. Nesse sentido, o comportamento poderia ser melhorado com a aplicação de dois estágios de protensão, sendo aplicada uma parcela às lajes.

Com relação à definição do gabarito longitudinal, apesar das estimativas feitas para a definição da relação entre o comprimento dos balanços e o comprimento do vão central, constatou-se que não foi alcançada a otimização de cabos de protensão entre o meio do vão central e os apoios nas longarinas. O arranjo de cabos determinado resultou em tensões de compressão em serviço superiores ao necessário em toda a longarina, na altura das fibras da viga pré-moldada. Este fato também refletiu nas verificações de ELU, para a flexão, em que não foi necessário adotar armaduras passivas. A armadura ativa que já estava definida pela verificação de tensões em serviço mostrou-se mais que suficiente, com grande folga nas seções mais distantes do meio do vão. Isso se deve ao fato de que, para a geometria escolhida, com apenas 5 m de balanços, poderiam ter sido utilizados menos cabos nas regiões dos apoios. Contudo, esse tipo de solução é mais arrojada, necessitando de ancoragens nas faces superior ou inferior da viga, ou ainda traçados horizontais para fazer as ancoragens nas laterais. O

traçado horizontal dos cabos também traz a vantagem de se poder alojar mais cabos nas mísulas superior e inferior da viga nos trechos de esforços máximos, aumentando o braço de alavanca da armadura para o funcionamento à flexão e reduzindo a necessidade de cabos. A utilização de traçados horizontais exige a aplicação do método geral de cálculo para as perdas progressivas, não contemplado neste trabalho.

Um ponto importante avaliado durante a realização deste trabalho foi o fato de a norma brasileira para projeto de estruturas de concreto (NBR 6118) não abordar essa situação nas verificações indicadas para os projetos. Para considerar a superposição de efeitos na verificação de estado limite último de flexão, se fazem necessários estudos acerca das influências na metodologia atualmente empregada. Essa consideração mostra-se importante, visto que no caso da atuação de um carregamento inicial na viga pré-moldada, a plastificação poderia ocorrer primeiramente numa fibra superior da viga, e não na fibra superior da laje. Na verificação de esforços cortantes, no cálculo da parcela complementar V_c é calculado o esforço M_0 . Para esse parâmetro, também não é considerada a possibilidade de variação das propriedades da seção transversal.

No caso da verificação de flechas, percebe-se que os valores obtidos ficaram distantes das limitações normativas, mesmo sem considerar o efeito favorável das armaduras longitudinais na inércia da viga. Como o estado limite de formação de fissuras é respeitado, a contribuição de toda a seção do concreto na rigidez da seção reduz consideravelmente os valores dos deslocamentos. Nas vigas de concreto armado, isso só pode ser considerado nos trechos em que os momentos aplicados são inferiores ao momento de fissuração da seção, o que geralmente representa pequenos trechos.

Em termos de projeto de estruturas, cabe ressaltar que há outras verificações que poderiam ser feitas para um projeto real, mas que não contemplaram o escopo deste trabalho. Temos por exemplo, estados limites últimos provocados por ressonância ou amplificação dinâmica, verificações em serviço devido à repetição de oscilações de solicitações, verificação de resistência à fadiga do concreto, entre outros.

9.1. Sugestões para trabalhos futuros

Sugere-se estudar a influência nas verificações de tensões caso fosse adotada protensão em duas etapas, para que parte dela fosse aplicada também nas lajes.

Estudar a influência do traçado dos cabos no dimensionamento das vigas protendidas para se obter uma boa estimativa do comprimento dos balanços que proporcione a otimização de armaduras em toda a viga.

Sugere-se a aplicação dos conceitos apresentados, com a equação generalizada para o cálculo de tensões normais na seção transversal (Equação 24), em rotinas computacionais. A implementação dessas rotinas visa facilitar ajustes na geometria do tabuleiro e no arranjo de cabos de protensão, pois como há muitas etapas, seções e bordas a serem avaliadas, tem-se de optar por apenas algumas verificações iniciais para servirem de base ao traçado dos cabos. Dessa forma, também poderiam ser criados diversos cenários para o projeto, como por exemplo o caso de atrasos na execução da obra, que acaba por afetar todas as idades consideradas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTÔNIO NETO, Aiello Giuseppe. **Pontes** – Apostila 1. Universidade Presbiteriana Mackenzie. Acesso ao material: 2014.

_____. **Pontes** – Método de Leonhardt – Apostila 2. Universidade Presbiteriana Mackenzie. Acesso ao material: 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7483**: Cordoalha de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

BORTONE, Thiago Pena. **Avaliação das Tensões no Estado Limite de Serviço em Seções de Concreto Protendido**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, 2014. Disponível em: < http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUOS-9KTK9C/thiago_bortone.pdf?sequence=1>. Acesso em: 2015.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido**: cálculo e detalhamento. São Paulo: PINI, 2012.

COLLINS, Michael P.; MITCHELL, Denis. **Prestressed Concrete Structures**. CPPI, Canadá, 1987.
DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER-SP. **IP-DE-C00/001** – Projeto de Estrutura de Obra de Arte Especial. São Paulo, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **DNIT 109/2009 - PRO** – Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 2009.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas, 2000.

FREYSSINET. **Sistema Freyssinet para Protensão e Estais**. Disponível em: <<http://www.freyssinet.com.br/baixar/?arquivo=wp-content/uploads/2012/12/Catalogo-Freyssinet-Brasil.pdf>>. Acesso em: 2015.

F-Tool – **Two-dimensional Frame Analysis Tool**. Versão Educacional 3.01. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 2015. Disponível em: < <http://webserver2.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>>.

KLEIN, Ralf. **Dimensionamento por Computador de Vigas Simplesmente Apoiadas de Concreto Protendido Pós-Tracionadas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2002.

KOERICH, Rodrigo Broering. **Estudo de Estruturas Protendidas Hiperestáticas com a Representação da Protensão por Carregamentos Equivalentes**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2004.

LEONHARDT, Fritz. **Bridges: aesthetics and design**. London: The Architectural Press, 1982.

_____. **Construções de concreto**: vol. 5: concreto protendido. Tradução: João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1983.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Concreto Protendido**. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC – Florianópolis/SC. Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina ECV 5266 – Concreto Protendido – Notas de Aula. Setembro de 2014.

MENEGATTI, Marcelo. **A Protensão como um Conjunto de Cargas Concentradas Equivalentes**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo – Escola Politécnica, 2004.

NILSON, Arthur H. **Design of Prestressed Concrete**. John Wiley & Sons, Second Edition, 1987.

PET/ECV – **Programa de Educação Tutorial do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina**. Imagens cedidas de visitas técnicas realizadas com alunos de graduação.

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1985.

_____. **Concreto protendido, 1: introdução**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984.

_____. **Ponte Presidente Costa e Silva – Rio Niterói**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1975.

_____. **Pontes em concreto armado: vol. 1. 3ª ed.** Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983.

PINHO, Mauricio Fernando; REGIS, Paulo de Araújo; ARAÚJO, Ézio da Rocha. **Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade – Aspectos de projeto e construção**. Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC, 2009.

RÜSCH, H. **Tabelas para o cálculo de Lajes de Pontes**.

SCHMID, Manfred Theodor. **Perdas da Força de Protensão**. Rudloff Industrial Ltda. Publicação Técnica 2, 2ª Edição - 1998 - REV. 01. Disponível em: <http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacoes-tecnicas/publicacao2_perdas_da_forca_de_protensao.pdf>. Acesso em: 2015.

SPERNAU, Wilson. **Apostila de Pontes**. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC – Florianópolis/SC. Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina ECV 5260 – Pontes – Notas de Aula. 2012.

STUCCHI, Fernando Rebouças. **Pontes e Grandes Estruturas**. Notas de Aula - PEF-2404. Universidade de São Paulo - Escola Politécnica - Departamento de Estruturas e Fundações. São Paulo, 2006. Disponível em: < <http://www.lem.ep.usp.br/PEF2404/Apostila%20Super.pdf>>. Acesso em: 2015.

TAGUTI, Yzumi. **Pontes de Concreto**. Universidade Estadual Paulista – Campus de Guaratinguetá – Faculdade de Engenharia. Notas de Aula. 2002.

THOMAZ, Eduardo Christo Silveira. **Método de Courbon**. Instituto Militar de Engenharia – IME – Rio de Janeiro/RJ. Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção. Concreto Protendido – Notas de Aula. Disponível em: <http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/conc_protend/13_A_COURBON_Distribuicao_Transversal_de_Carga.pdf>. Acesso em: 2015a.

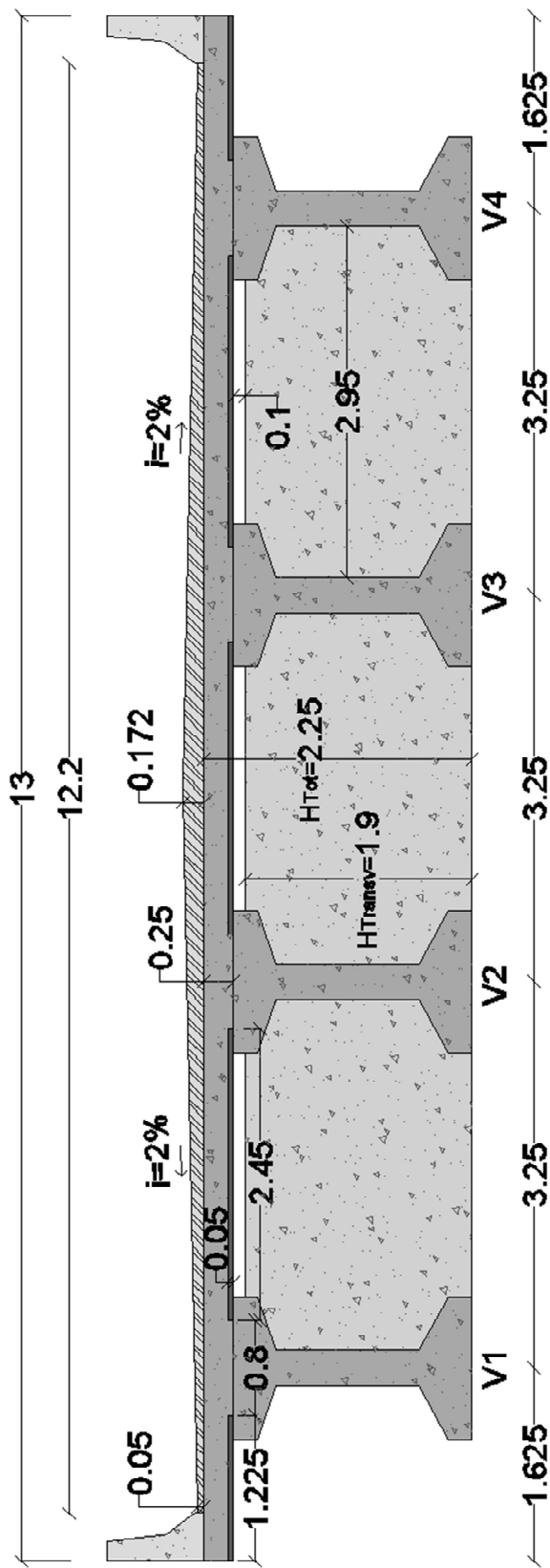
_____. **Momentos hiperestáticos de protensão**. Instituto Militar de Engenharia – IME – Rio de Janeiro/RJ. Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção. Concreto Protendido – Notas de Aula. Disponível em: <http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/pontes/momento_hiperestatico_protensao.pdf>. Acesso em: 2015b.

_____. **Pontes: vigas pré-moldadas**. Instituto Militar de Engenharia – IME – Rio de Janeiro/RJ. Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção. Concreto Protendido – Notas de Aula. Disponível em: <<http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/pontes/premold01.pdf>>. Acesso em: 2014.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JR, Kléos M. Lenz. **Concreto Protendido** – Fundamentos Básicos. 4ª ed. Universidade Federal de Viçosa – UFV. Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Departamento de Engenharia Civil. Novembro de 1998. Disponível em: <<http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/f/f6/CP-vol1.pdf>>. Acesso em: 2015.

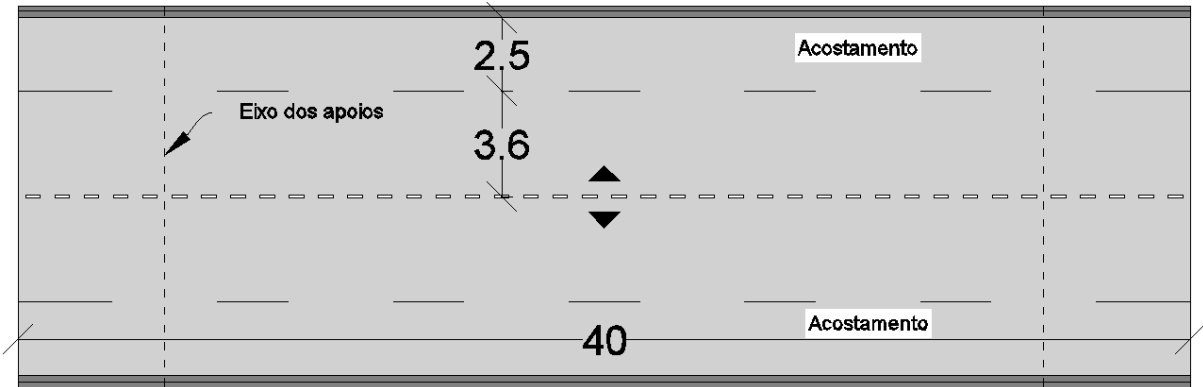
APÊNDICES

Figura 83 - Detalhamento da geometria da seção transversal do tabuleiro. Dimensões em m.



Fonte: elaborado pela autora.

Figura 84 - Planta do tabuleiro. Dimensões em m.



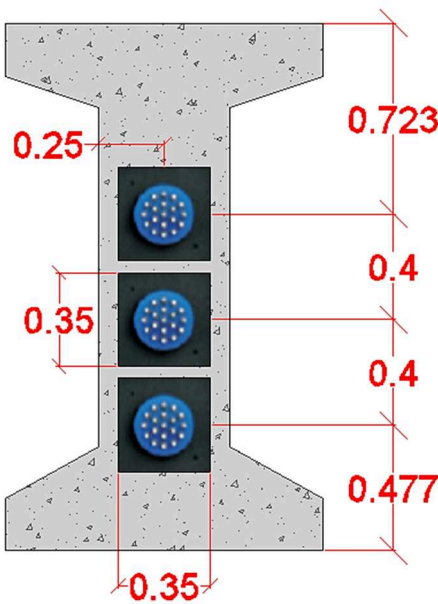
Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 61 - Momentos fletores para cada consideração de carga do trem-tipo.

x(m)	M _{máx} Q'	M _{mín} Q''	M _{mín} q''	M _{máx} q'	M _{mín} Q'neg	M _{máx} Q''neg	M _{máx} q''neg	M _{mín} q'neg
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	-1493,80	-382,50	0,00	0,00	392,30	52,00	0,00
10	1337,40	-1244,90	-382,50	1530,00	-351,20	326,90	52,00	-208,10
15	2105,70	-995,90	-382,50	2448,00	-553,00	261,50	52,00	-333,00
20	2390,20	-746,90	-382,50	2754,00	-627,70	196,10	52,00	-374,60
25	2105,70	-995,90	-382,50	2448,00	-553,00	261,50	52,00	-333,00
30	1337,40	-1244,90	-382,50	1530,00	-351,20	326,90	52,00	-208,10
35	0,00	-1493,80	-382,50	0,00	0,00	392,30	52,00	0,00
40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: elaborado pela autora.

Figura 85 - Disposição das placas de ancoragem na viga.



Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 62 - Cálculo das perdas progressivas por seção e idade. Tensões em kPa.

Item\Seção	S ₁ =S ₉	S ₂ =S ₈	S ₃ =S ₇	S ₄ =S ₆	S ₅
σ_{p0}	1181224	1221107	1268007	1261081	1244043
σ_{p0}/f_{ptk}	0,622	0,643	0,667	0,664	0,655
ψ_{1000}	1,56%	1,81%	2,11%	2,06%	1,96%
$\Psi(\infty, t_0)$	3,90%	4,53%	5,27%	5,16%	4,89%
$\Psi(k, t_0)$	1,65%	1,92%	2,23%	2,19%	2,07%
$\Psi(z, t_0)$	1,51%	1,75%	2,04%	1,99%	1,89%
$\Psi(w, t_0)$	1,14%	1,32%	1,53%	1,50%	1,42%
$\chi(\infty, t_0)$	0,040	0,046	0,054	0,053	0,050
$\chi(k, t_0)$	0,017	0,019	0,023	0,022	0,021
$\chi(z, t_0)$	0,015	0,018	0,021	0,020	0,019
$\chi(w, t_0)$	0,011	0,013	0,015	0,015	0,014
$\chi_c \infty$	2,091	2,091	2,091	2,091	2,091
$\chi_c k$	1,416	1,416	1,416	1,416	1,416
$\chi_c z$	1,312	1,312	1,312	1,312	1,312
$\chi_c w$	1,118	1,118	1,118	1,118	1,118
$\chi_p \infty$	1,040	1,046	1,054	1,053	1,050
$\chi_p k$	1,017	1,019	1,023	1,022	1,021
$\chi_p z$	1,015	1,018	1,021	1,020	1,019
$\chi_p w$	1,011	1,013	1,015	1,015	1,014
η composta	1,53	1,00	1,98	3,04	3,11
ρ_p composta	0,55%	0,55%	0,55%	0,55%	0,55%
$\eta_{\infty, iter.}$	1,41	1,11	1,78	2,71	3,17
$\rho_p_{\infty, iter.}$	0,68%	0,68%	0,69%	0,70%	0,70%
η inicial	1,02	1,48	1,18	1,81	1,86
ρ_p inicial	1,13%	1,13%	1,13%	1,13%	1,13%
ηk	1,25	1,26	1,54	2,37	2,44
$\rho_p k$	0,86%	0,86%	0,86%	0,86%	0,86%
σ_{cp0g}	7018,38	9856,89	7999,75	10640,82	10366,98
$\Delta\sigma_p \infty$	-197478,37	-241967,98	-218140,52	-229650,52	-217145,65
$\Delta\sigma_p k$	-57652,05	-73891,50	-68474,24	-75461,72	-72563,21
$\Delta\sigma_p z$	-45255,59	-55989,73	-54992,01	-60203,86	-57736,01
$\Delta\sigma_p w$	-22496,90	-27764,33	-28966,76	-30572,34	-29067,40
$\Delta\sigma_p/\sigma_{p0 \infty}$	16,72%	19,82%	17,20%	18,21%	17,45%
$\Delta\sigma_p/\sigma_{p0 k}$	4,88%	6,05%	5,40%	5,98%	5,83%
$\Delta\sigma_p/\sigma_{p0 z}$	3,83%	4,59%	4,34%	4,77%	4,64%
$\Delta\sigma_p/\sigma_{p0 w}$	1,90%	2,27%	2,28%	2,42%	2,34%

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 63 – Verificação das tensões normais por borda para as idades ∞ e k (kPa).

Idade	Seção	Borda	Combinação		
			Frequente	Quase-Permanente	Rara
$t=\infty$	$S_1=S_9$	BI - viga	-6724,1	-6724,1	-6724,1
		BS - viga	-5262,6	-5262,6	-5262,6
		BI - laje	257,5	257,5	257,5
		BS - laje	138,0	138,0	138,0
	$S_2=S_8$	BI - viga	-2022,0	-2127,7	-4518,2
		BS - viga	-9332,6	-9500,7	-9952,0
		BI - laje	1252,2	1084,0	632,8
		BS - laje	1534,4	1289,5	632,0
	$S_3=S_7$	BI - viga	-2689,4	-3371,6	-6330,7
		BS - viga	-7024,3	-7170,2	-8673,6
		BI - laje	160,5	14,7	-1488,8
		BS - laje	-20,4	-232,9	-2423,2
	$S_4=S_6$	BI - viga	-1823,9	-2907,3	-6172,0
		BS - viga	-6186,3	-6309,8	-8535,4
		BI - laje	-347,9	-471,4	-2697,0
		BS - laje	-770,9	-950,9	-4193,2
	S_5	BI - viga	-254,6	-1478,4	-4657,7
		BS - viga	-7100,4	-7201,6	-9658,2
		BI - laje	-509,3	-610,5	-3067,2
		BS - laje	-990,4	-1137,8	-4716,9
$t=k=89\text{dias}$	$S_1=S_9$	BI - viga	-7839,1	-7839,1	-7839,1
		BS - viga	-5499,1	-5499,1	-5499,1
		BI - laje	21,0	21,0	21,0
		BS - laje	11,2	11,2	11,2
	$S_2=S_8$	BI - viga	-2576,7	-2682,4	-5072,9
		BS - viga	-9912,8	-10080,9	-10532,2
		BI - laje	671,9	503,8	52,5
		BS - laje	951,0	706,1	48,6
	$S_3=S_7$	BI - viga	-4127,9	-4810,1	-7769,2
		BS - viga	-7185,2	-7331,1	-8834,5
		BI - laje	-0,4	-146,3	-1649,7
		BS - laje	-21,6	-234,1	-2424,5
	$S_4=S_6$	BI - viga	-3728,1	-4811,5	-8076,2
		BS - viga	-6193,1	-6316,6	-8542,1
		BI - laje	-354,7	-478,2	-2703,7
		BS - laje	-540,5	-720,4	-3962,8
	S_5	BI - viga	-2065,0	-3288,8	-6468,1
		BS - viga	-7097,3	-7198,6	-9655,2
		BI - laje	-506,3	-607,5	-3064,1
		BS - laje	-760,7	-908,1	-4487,2

Fonte: elaborado pela autora.

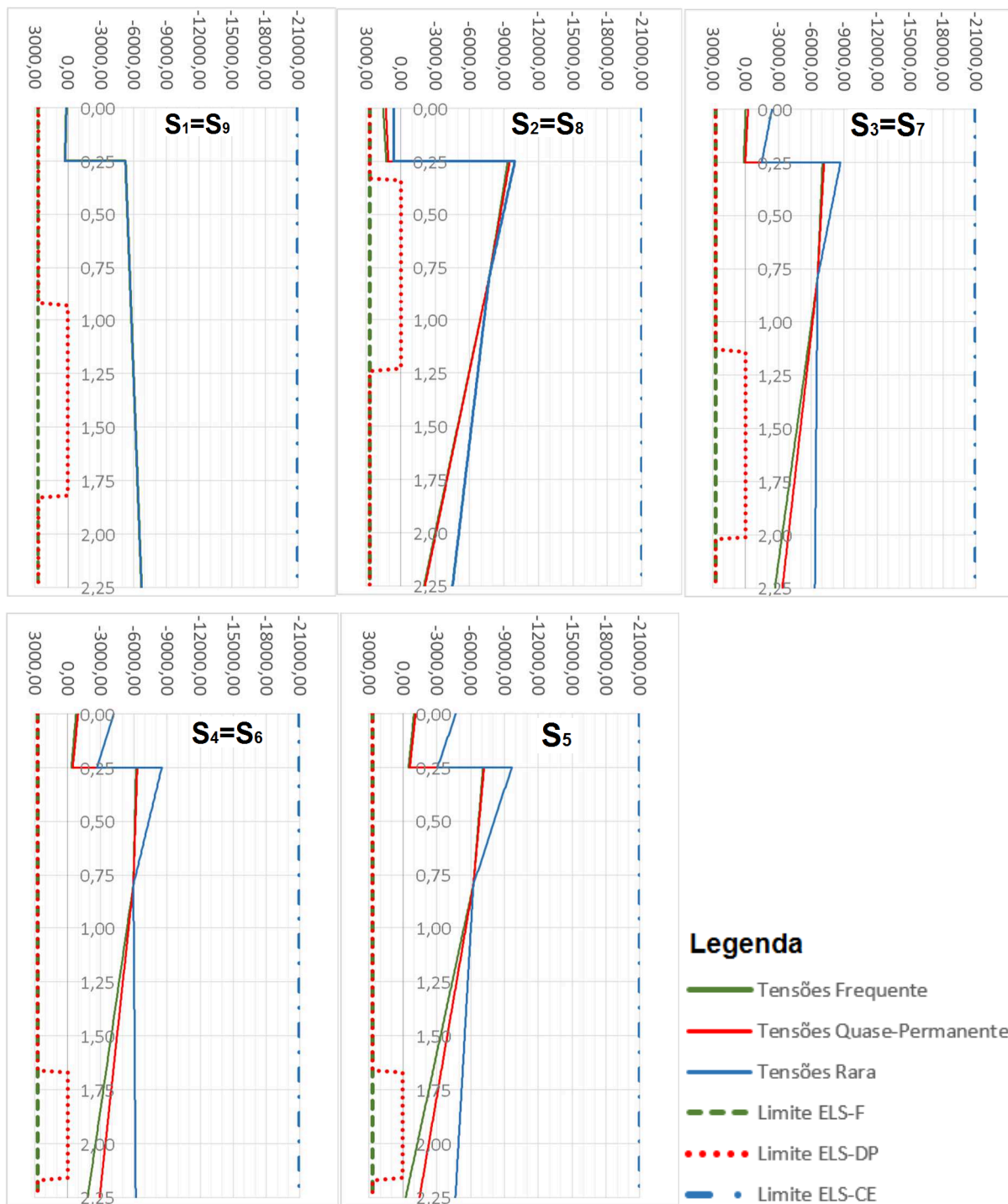
Tabela 64 - Verificação das tensões normais por borda para as idades j, w e z (kPa).

Seção	Verificação	Idade (dias)		
		j=28	w=33	z=61
S ₁ =S ₉	BI - viga	-8254,2	-8097,0	-7938,0
	BS - viga	-5740,0	-5630,7	-5520,1
	BI - laje	-	-	0,00
	BS - laje	-	-	0,00
S ₂ =S ₈	BI - viga	-1218,5	-2390,3	-2900,1
	BS - viga	-12201,1	-10895,9	-10394,9
	BI - laje	-	-	189,79
	BS - laje	-	-	276,50
S ₃ =S ₇	BI - viga	-9530,0	-7218,0	-5963,0
	BS - viga	-5588,2	-7255,1	-7564,3
	BI - laje	-	-	-379,50
	BS - laje	-	-	-552,88
S ₄ =S ₆	BI - viga	-12823,0	-8794,9	-6625,0
	BS - viga	-2691,6	-5811,4	-6502,5
	BI - laje	-	-	-664,14
	BS - laje	-	-	-967,57
S ₅	BI - viga	-12265,4	-7726,4	-5310,3
	BS - viga	-2984,5	-6558,4	-7350,05
	BI - laje	-	-	-758,99
	BS - laje	-	-	-1105,75

Fonte: elaborado pela autora.

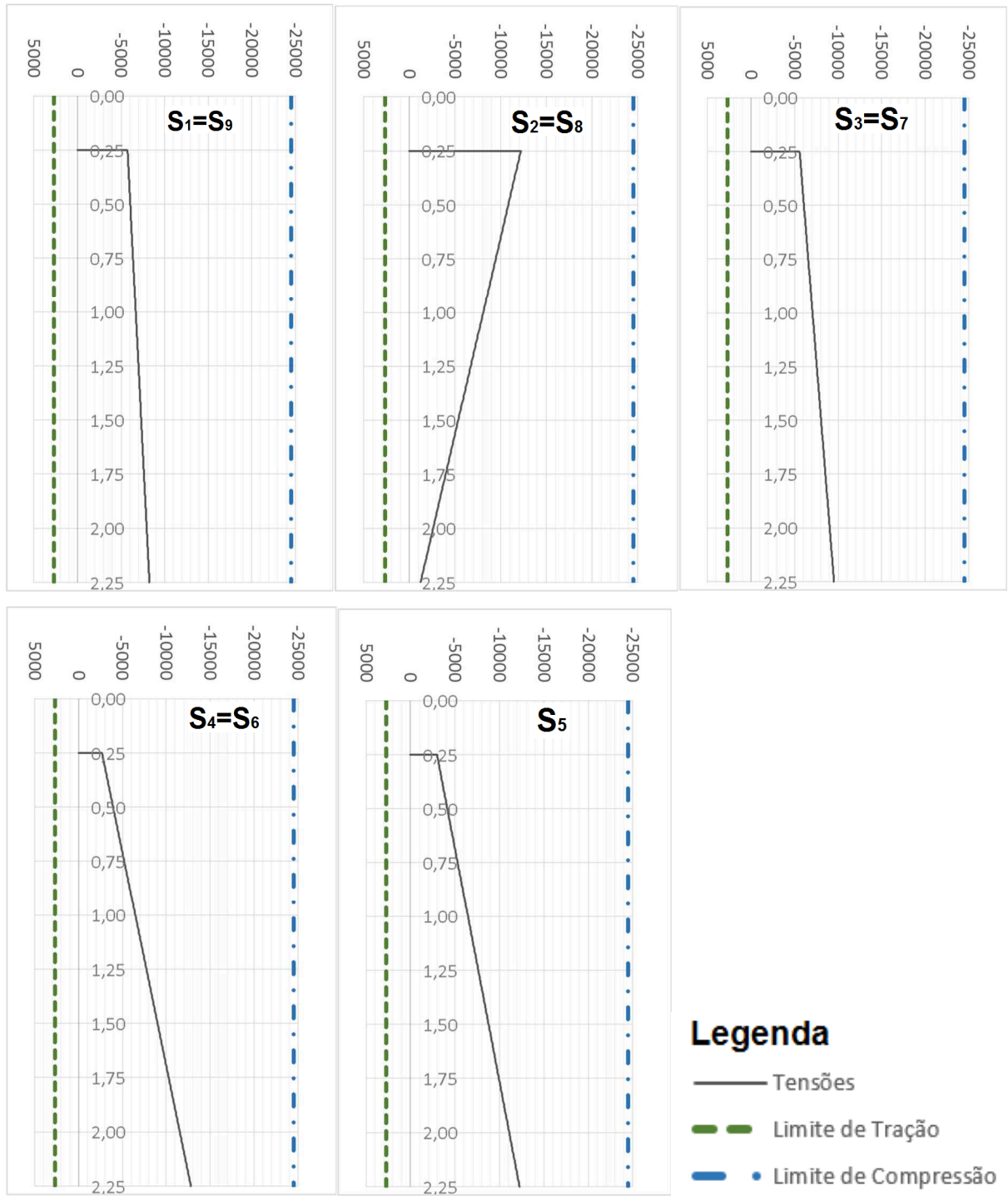
Os diagramas de tensões apresentados nas Figuras 87 e 88 indicam a tensão em cada fibra da viga, partindo da fibra superior da laje ($y=0$ m) até a fibra inferior da viga ($y=2,25$ m). Percebe-se que, para as seções das extremidades ($l=9$), há apenas um diagrama representado para a idade ∞ , visto que, nas extremidades dos balanços, não há momentos externos para serem aplicados em combinações de ações. As mudanças de declividade das linhas dos diagramas da Figura 86 indicam a mudança do sinal do momento acidental considerado como crítico para a verificação, conforme a envoltória de esforços apresentada na Figura 62 e a consideração da Tabela 22. Elas ocorrem na altura do CG da seção composta, onde a relação I/y muda de sinal.

Figura 86 – Diagramas de tensões normais nas seções de controle na idade ∞ (kPa).



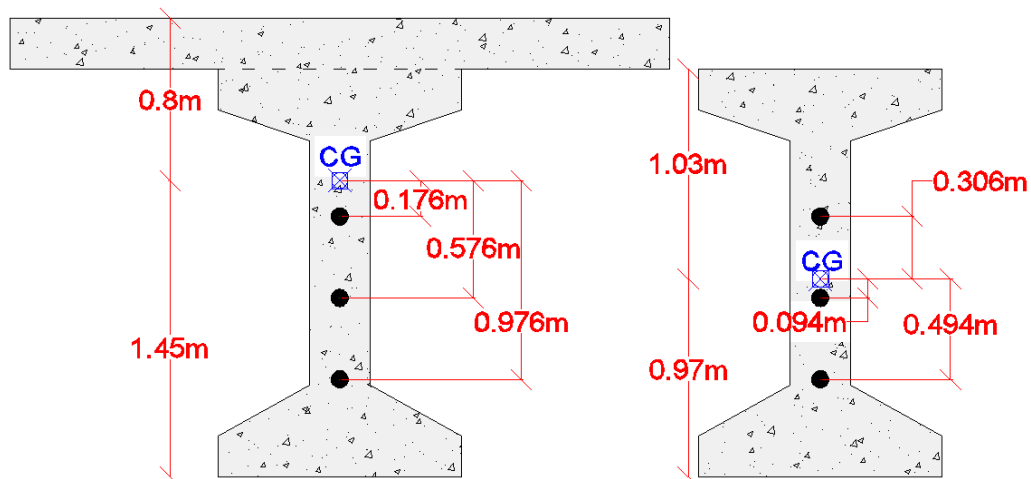
Fonte: elaborado pela autora.

Figura 87 - Diagramas de tensões normais nas seções de controle no ato da protensão (kPa).



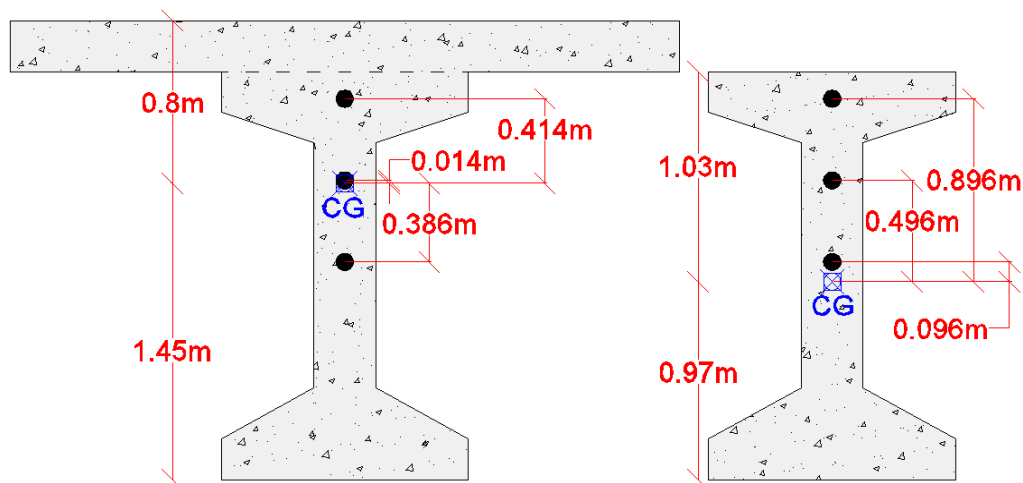
Fonte: elaborado pela autora.

Figura 88 - Posição dos cabos na seção $S_1=S_9$ inicial e composta (m).



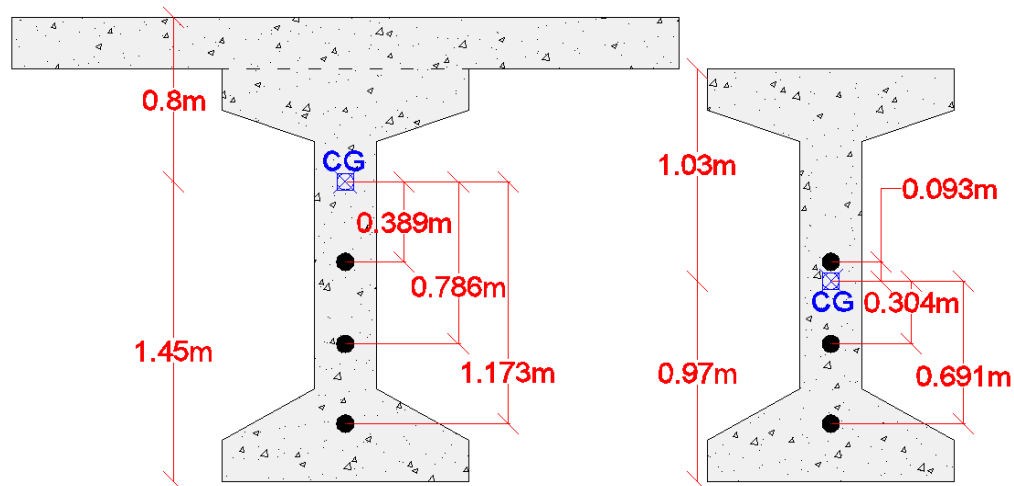
Fonte: elaborado pela autora.

Figura 89 - Posição dos cabos na seção $S_2=S_8$ inicial e composta (m).

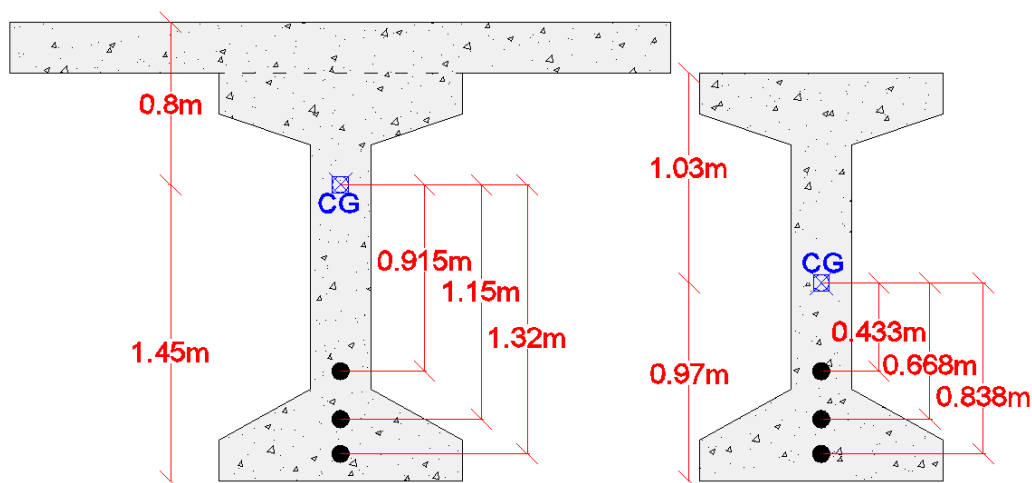


Fonte: elaborado pela autora.

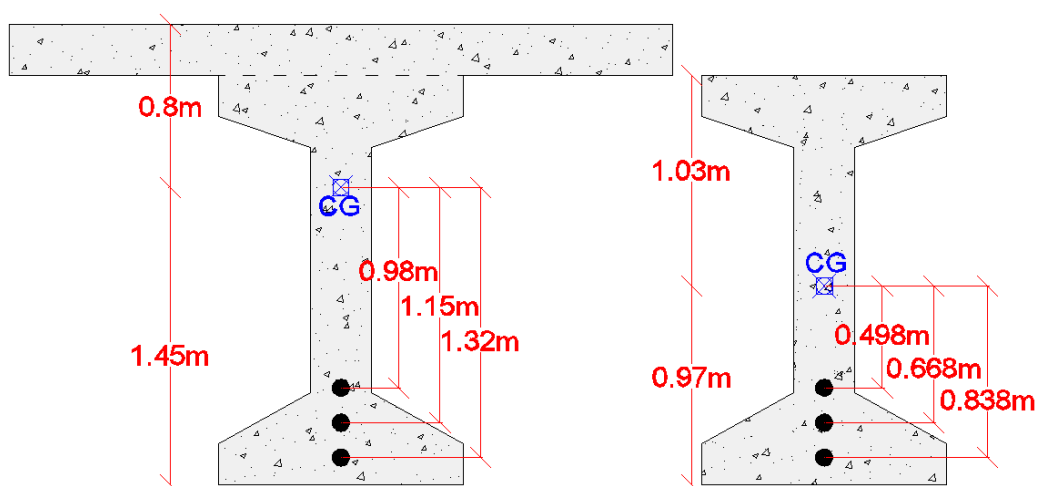
Figura 90 - Posição dos cabos na seção $S_3=S_7$ inicial e composta (m).



Fonte: elaborado pela autora.

Figura 91 - Posição dos cabos na seção $S_4=S_6$ inicial e composta (m).

Fonte: elaborado pela autora.

Figura 92 - Posição dos cabos na seção S_5 inicial e composta (m).

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 65 - Dados iniciais de cálculo de M_{rd} para as seções de controle.

Seções	$S_3=S_7$, $S_4=S_6$ e S_5		$S_2=S_8^*$	
n_{cabos}	3	-	3	-
σ_c	21250	kPa	21250	kPa
ϵ_c	0,0035	-	0,0035	-
A_p	0,0066594	m ²	0,0066594	m ²
σ_p	1486957	= f_{pyd} (kPa)	1486957	= f_{pyd} (kPa)
A_{cc}	0,46598768	m ²	0,46598768	m ²
$0,8x$	0,14338083	m	0,57829228	m
x	0,17922603	m	0,72286535	m
ϵ_{sp}	0,04043893	Domínio 2	0,00360298	Domínio3

*Nas seções dos apoios, a borda mais comprimida da seção é a borda inferior da viga.

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 66 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S₅.

esp cabo 3	1,0000%			
esp cabo 2	0,9081%			
esp cabo 1	0,8162%			
ε _{po}	0,4621%			
ε _{pn} 1	0,0150%			
ε _{pn} 2	0,0189%			
ε _{pn} 3	0,0237%			
ε _p 1	1,2932%			
ε _p 2	1,3891%			
ε _p 3	1,4858%			
R _{pt} (kN)	10160,03			
R _{cc} =R _{pt} (kN)	Acc (m ²)	x (m)	Ψ	ε _c
10160,03	0,6962	0,2678	0,6866	0,0014
z1 (m)= 1,670	<div> <div>M_{rd} (kN.m)= 18693,2</div> </div>			
z2 (m)= 1,840				
z3 (m)= 2,010				

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 67 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S₄.

esp cabo 3	1,0000%			
esp cabo 2	0,9081%			
esp cabo 1	0,7810%			
ε _{po}	0,4641%			
ε _{pn} 1	0,0149%			
ε _{pn} 2	0,0204%			
ε _{pn} 3	0,0254%			
ε _p 1	1,2600%			
ε _p 2	1,3926%			
ε _p 3	1,4895%			
R _{pt} (kN)	10156,59			
R _{cc} =R _{pt} (kN)	Acc (m ²)	x (m)	Ψ	ε _c
10156,59	0,6962	0,2678	0,6866	0,0014
z1 (m)= 1,605	<div> <div>M_{rd} (kN.m)= 18467,5</div> </div>			
z2 (m)= 1,840				
z3 (m)= 2,010				

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 68 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S_3 .

εsp cabo 3	1,0000%			
εsp cabo 2	0,7739%			
εsp cabo 1	0,5419%			
εpo	0,4724%			
εpn 1	0,0103%			
εpn 2	0,0157%			
εpn 3	0,0257%			
εp 1	1,0246%			
εp 2	1,2620%			
εp 3	1,4982%			
Rpt (kN)	10109,05			
Rcc=Rpt (kN)	Acc (m²)	x (m)	Ψ	εc
10109,05	0,6729	0,2588	0,7070	0,0015
z1 (m)=	1,082	Mrd (kN.m)= 14922,4		
z2 (m)=	1,479			
z3 (m)=	1,866			

Fonte: elaborado pela autora.

Tabela 69 - Dados da última iteração de cálculo de M_{rd} para a seção S_2 .

Acc	0,453	m ²		
0,8x	0,536	m		
x	0,670	m		
ϵ_{sp2}	0,4164%			
ϵ_{sp1}	0,6254%			
ϵ_{sp3}	0,2074%			
ϵ_{po}	0,4406%			
$\epsilon_{pn\ 1}$	0,0104%			
$\epsilon_{pn\ 2}$	0,0090%			
$\epsilon_{pn\ 3}$	0,0123%			
$\epsilon_p\ 1$	1,0764%	Escoamento	Tensões (kPa)	
$\epsilon_p\ 2$	0,8661%	Escoamento	$\sigma_{p1}=$	1506913
$\epsilon_p\ 3$	0,6603%	Não escoou	$\sigma_{p2}=$	1494303
			$\sigma_{p3}=$	1320627
z1 (m)=	1,661	Mrd (kN.m)=	12271,6	
z2 (m)=	1,261			
z3 (m)=	0,861			

Fonte: elaborado pela autora.

ANEXOS

Figura 93 - Tabela Nº 2 de Leonhardt para caso de quatro longarinas.

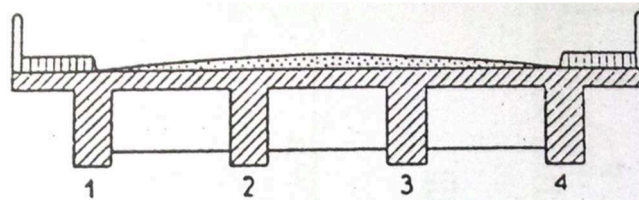


FIG. 31

$$r_{21} = r_{34} = r_{43} = r_{12}$$

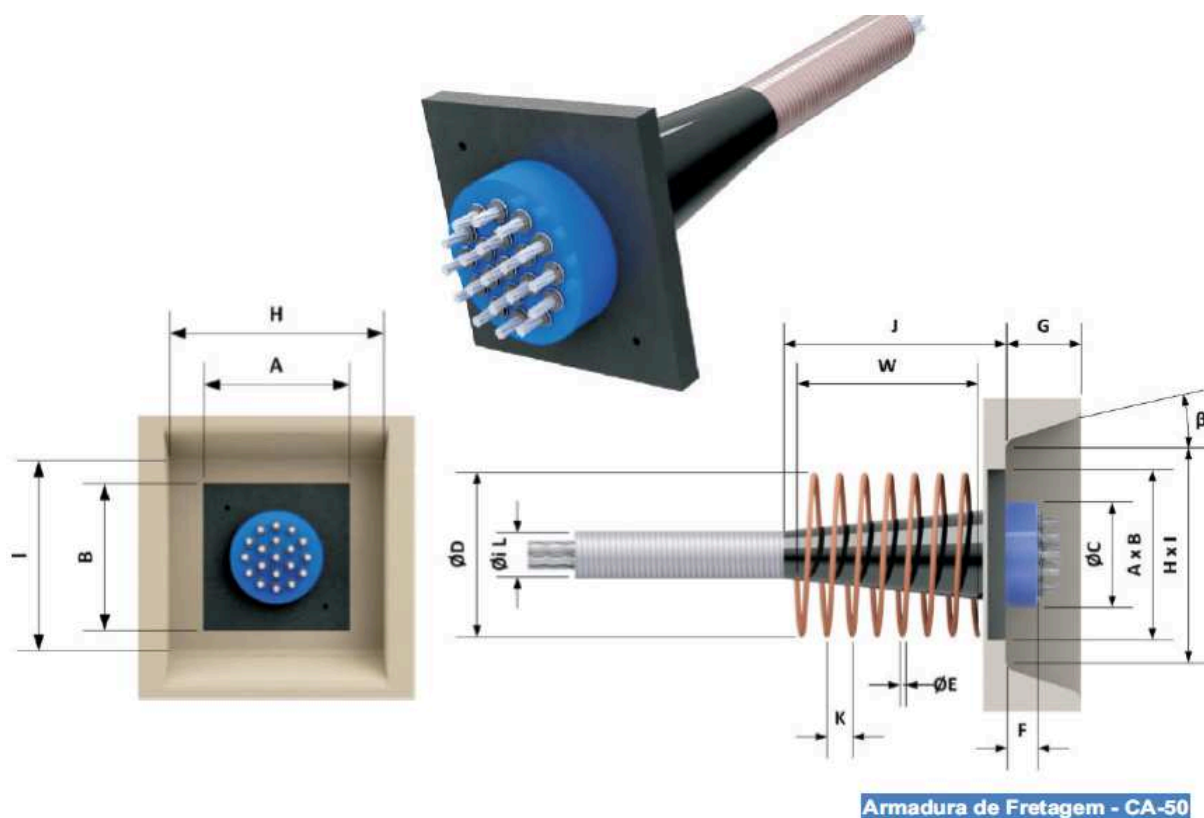
$$r_{32} = r_{23}$$

$$r_{31} = r_{24} = r_{42} = r_{13}$$

ξ	$r_{11} = r_{44}$	$r_{12} = r_{43}$	$r_{13} = r_{42}$	$r_{14} = r_{41}$	$r_{22} = r_{33}$	$r_{23} = r_{32}$	ξ
0,1	0,978	0,047	-0,028	0,003	0,878	0,103	0,1
0,2	0,962	0,079	-0,042	0,002	0,802	0,162	0,2
0,3	0,948	0,102	-0,048	-0,002	0,748	0,198	0,3
0,4	0,937	0,120	-0,051	-0,006	0,708	0,223	0,4
0,5	0,927	0,135	-0,052	-0,010	0,677	0,240	0,5
0,6	0,918	0,148	-0,052	-0,015	0,652	0,252	0,6
0,7	0,910	0,160	-0,050	-0,020	0,630	0,260	0,7
0,8	0,903	0,170	-0,049	-0,024	0,612	0,267	0,8
0,9	0,896	0,178	-0,046	-0,029	0,596	0,271	0,9
1,0	0,890	0,187	-0,044	-0,033	0,582	0,275	1,0
1,2	0,879	0,201	-0,039	-0,041	0,559	0,279	1,2
1,4	0,869	0,213	-0,034	-0,049	0,540	0,281	1,4
1,6	0,860	0,224	-0,029	-0,056	0,524	0,281	1,6
1,8	0,852	0,233	-0,024	-0,062	0,510	0,281	1,8
2,0	0,845	0,242	-0,019	-0,068	0,498	0,280	2,0
2,2	0,839	0,249	-0,015	-0,073	0,487	0,279	2,2
2,4	0,833	0,256	-0,011	-0,078	0,478	0,278	2,4
2,6	0,828	0,262	-0,007	-0,083	0,469	0,276	2,6
2,8	0,823	0,268	-0,003	-0,087	0,462	0,274	2,8
3,0	0,818	0,273	0,000	-0,091	0,455	0,273	3,0
4,0	0,800	0,293	0,014	-0,107	0,428	0,265	4,0
5,0	0,786	0,308	0,025	-0,120	0,409	0,258	5,0
6,0	0,776	0,319	0,034	-0,129	0,395	0,252	6,0
7,0	0,768	0,328	0,040	-0,136	0,384	0,247	7,0
8,0	0,761	0,335	0,046	-0,142	0,376	0,243	8,0
9,0	0,756	0,341	0,051	-0,147	0,369	0,240	9,0
10,0	0,752	0,346	0,054	-0,152	0,363	0,237	10,0
12,0	0,744	0,353	0,061	-0,158	0,354	0,232	12,0
14,0	0,739	0,359	0,065	-0,163	0,347	0,229	14,0
16,0	0,735	0,364	0,069	-0,167	0,342	0,226	16,0
18,0	0,731	0,367	0,072	-0,170	0,338	0,223	18,0
20,0	0,729	0,370	0,074	-0,173	0,334	0,221	20,0
30,0	0,720	0,379	0,082	-0,181	0,324	0,215	30,0
40,0	0,715	0,384	0,086	-0,186	0,318	0,211	40,0
60,0	0,710	0,389	0,091	-0,190	0,312	0,208	60,0
100,0	0,706	0,393	0,094	-0,194	0,308	0,205	100,0
∞	0,700	0,400	0,100	-0,200	0,300	0,200	∞

Fonte: SPERNAU, 2012.

Figura 94 - Fretagem tipo mola.



Fonte: FREYSSINET, 2015.

A empresa Freyssinet disponibiliza em seu catálogo técnico os dados referentes à fretagem tipo mola para os cabos com 19 cordoalhas de 12,7 mm e, acima disso, para o cabo de 27 cordoalhas. Portanto, no caso dos cabos de 22 cordoalhas, adotados neste trabalho, devem ser observadas as especificações para o cabo de 27.

Tabela 70 - Especificações da fretagem tipo mola.

Modelo	Dimensões													
	A	B	ØC	F	G	H	I	J	ØiL	β	ØD	ØE	W	K
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	deg.	mm	mm	mm	mm
1K13	100	100	44,5	45	80	120	120	120	25	10	110	6,3	155	50
2K13	120	120	76	40	80	140	140	98	30	10	130	8	170	50
4K13	160	120	95	45	80	180	140	98	40	10	170	10	200	50
6K13	160	190	114	50	120	180	210	135	50	10	200	10	250	50
7K13	160	190	114	50	120	180	210	135	55	10	200	10	250	50
9K13	200	200	165	48,5	130	220	220	195	60	15	210	10	300	50
12K13	240	240	165	48,5	130	260	260	195	65	15	255	12	350	50
15K13	270	270	184	65	140	290	290	270	70	20	270	12	350	50
19K13	300	300	184	65	140	320	320	270	80	20	315	12	400	60
27K13	350	350	230	69,5	140	370	370	340	90	20	370	20	600	70

Fonte: FREYSSINET, 2015.